



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Proyecto del nuevo Puente Daule – Guayaquil, Ecuador. Solución alternativa a la propuesta para licitación internacional.

Trabajo realizado por:

Elieser Eriberto Quispe Meza

Dirigido por:

Angel Carlos Aparicio Bengoechea

Màster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, 12 de Junio del 2018

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TREBALL FINAL DE MÀSTER

AGRADECIMIENTO

Para la culminación de mi master en Ingeniería Estructural y de la Construcción, impartido por la Universidad Politécnica de Cataluña en Barcelona - España, en la que he adquirido nuevos conocimientos y experiencias que servirán para fortalecer mi profesión de ingeniero civil, agradezco en primer lugar a Dios por haberme brindado salud y fortaleza en tomar este nuevo desafío.

A mis padres **Eliecer y Sonia** que siempre me han inspirado a seguir adelante y luchar día a día, aunque mi padre lamentablemente falleció durante mi estadía en el exterior, guardo sus consejos y recomendaciones y aunque no podrá ver mi nueva meta trazada, sé que donde mi Dios lo tenga estará orgulloso de su hijo.

A mis amigos de siempre, los ingenieros **Jorge Gutiérrez y Roberto Prado**, que me facilitaron toda su ayuda incondicional durante mi ausencia del país y en los momentos más cruciales de mi vida, estuvieron siempre brindando su apoyo moral y físico.

A la **Sra. Nelly Calderón**, que tuve la dicha de conocer en España y recibir su mano acogedora dentro de su hogar, haciéndome sentir parte de su familia, dándome confianza y aprecio durante mi estancia por los estudios.

Agradezco a todos los profesores del Master por habernos compartidos sus conocimientos a las nuevas generaciones de profesionales, en especial a mi tutor **Dr. Ing. Ángel Carlos Aparicio Bengoechea**, por darme su confianza y consideración en explicarme cada mínimo detalle sobre mi trabajo final del master, y en especial sobre su catedra de puentes, materia en la cual me brindó ampliación, actualización tecnológica y reforzamiento sobre las tendencias actuales de diseño y construcción de estos proyectos.

A la M.I Municipalidad de Guayaquil por haberme brindado información necesaria para el desarrollo de este proyecto de tesis, en especial a los ingenieros **Jorge Berrezueta, Gregorio Banchón, y Johnny Pincay**.

Índice

1. INTRODUCCION	6
2. OBJETIVO	7
3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y SOLUCION LICITACION	8
4. ALTERNATIVAS POSIBLES	10
4.1. TIPOS DE PUENTES	10
4.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE PUENTES	12
5. ANALISIS ALTERNATIVO	14
6. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS	14
7. GENERALIDADES	15
7.1. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA	15
7.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES	16
7.3. ANALISIS ESTRUCTURAL	18
7.4. INFORMACION BASICA	18
7.4.1. Topografía y diseño vial	18
7.4.2. Estudio Geotécnico	19
7.4.2.1. Geología del sitio	20
7.4.2.2. Estratigrafía del lugar	20
7.4.2.3. Capacidad de carga de los pilotes de las pilas del puente	21
7.4.2.4. Capacidad de carga de los pilotes de los estribos del puente	22
7.4.2.5. Conclusiones y recomendaciones del informe geotécnico	23
7.4.3. Parámetros sísmicos	23
7.5. DOCUMENTOS Y NORMAS DE REFERENCIAS	24
7.5.1. Documentos	24
7.5.2. Normas	25
7.6. MATERIALES	25
7.6.1. Hormigones	25
7.6.2. Acero de Refuerzo	26
7.6.3. Acero Estructural	26
8. PARAMETROS DE ANALISIS Y DISEÑO	27

8.1. ACCIONES PERMANENTES	27
8.1.1. Peso Propio (DEAD)	27
8.1.1.1. Tablero	28
8.1.1.2. Pilas	30
8.1.2. Carga de Asfalto (ASFALTO)	31
8.1.3. Carga de Muros (WALL)	31
8.2. CARGAS VARIABLES	31
8.2.1. Carga Viva (LIVE)	32
8.2.2. Carga Móvil (TRUCK)	32
8.2.3. Fuerza de frenado (TRUCK)	35
8.2.4. Carga de viento (WIND X o Y)	35
8.2.4.1. Empuje horizontal sobre el tablero	37
8.2.5. Carga de temperatura (Tmax/Tmin)	38
8.2.5.1. Acción térmica en el tablero	38
8.2.5.2. Componente uniforme de temperatura	38
8.2.5.3. Rango de la componente uniforme de temperatura	40
8.2.5.4. Acción térmica en las pilas	40
8.2.6. Carga de Oleaje (WAVE).....	40
8.3. CARGAS ACCIDENTALES	43
8.3.1. Carga Sismo (Sentido X o Y).....	43
9. PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTES EMPUJADOS.....	45
9.1. BREVE RESEÑA HISTORICA.....	45
9.2. TECNICAS PARA DISMINUIR PROBLEMAS DE FLEXION DURANTE EL EMPUJE	45
9.2.1. Pico de lanzamiento	45
9.2.2. Pilares auxiliares	46
9.2.3. Torres provisionales de atirantamiento	47
9.3. SISTEMA DE GATOS HIDRAULICOS EMPLEADOS EN EMPUJES	47
9.3.1. Lanzamiento incremental serio ISL.....	47
9.3.2. Lanzamiento barras de cables.....	48
9.3.3. Lanzamiento mediante rozamiento	49
9.4. APOYOS DESLIZANTES.....	50

10. MODELO ESTRUCTURAL DEL PUENTE	52
10.1. MODELO ESTRUCTURAL CONDICIÓN CONSTRUCCIÓN	52
10.1.1. Parque de fabricación.....	52
10.1.2. Empuje mediante gatos hidráulicos	54
10.1.3. Sistema de torres provisionales	55
10.1.4. Sistema de torres provisionales	56
10.1.5. Modelo 1	58
10.1.6. Modelo 2	62
10.2. MODELO ESTRUCTURAL CONDICIÓN FUNCIONAMIENTO	64
10.2.1. Modelo 3	64
10.2.2. Modelo 4	69
11. COMBINACIONES DE CARGAS	73
11.1. COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELU	76
11.1.1. Situación persistente o transitoria	76
11.1.2. Situación accidental	77
11.1.3. Situación sísmica	78
11.2. COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELS	78
11.2.1. Combinación característica (poco probable)	78
11.2.2. Combinación frecuente	79
11.2.3. Combinación casi permanente.....	80
12. CRITERIOS DE DISEÑO	81
12.1. ESTADO LIMITE DE DEFORMACIONES	81
12.2. CONTRAFLECHAS DE EJECUCIÓN.....	82
12.3. COEFICIENTE PARCIALES DE LOS MATERIALES.....	82
13. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE	83
13.1. MODELO 1-LANZAMIENTO L=52.00m	83
13.2. MODELO 2-LANZAMIENTO L=79.50m	85
13.3. MODELO 3-PUENTE COMPLETO	88
13.4. MODELO 4-PARCIAL PUENTE COMPLETO.....	90
14. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE	93
14.1. PROPIEDADES MECANICAS DE LA SECCION TABLERO EN APOYOS.....	94

14.2.	FUERZAS Y MOMENTOS INTERNOS.....	95
14.3.	AREA EFECTIVA DEL PATIN INFERIOR.....	96
14.3.1.	Pandeo de del patín inferior y sus refuerzos.....	96
14.3.2.	Pandeo global del panel rígido.....	97
14.4.	ÁREA EFECTIVA DEL ALMA.....	103
14.5.	PROPIEDADES MECÁNICAS FINALES DE LA SECCIÓN CAJÓN.....	106
14.6.	VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA A FLEXIÓN.....	106
15.	PROCESO CONSTRUCTIVO.....	108
16.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	110
17.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	112
18.	ANEJOS	114

DISEÑO ESTRUCTURAL

SOLUCION ALTERNATIVA PUENTE DAULE – GUAYAQUIL

PROYECTO GUASAMBA

TRABAJO FINAL DEL MASTER

1. INTRODUCCION

Se presenta el diseño alternativo a la propuesta original de licitación internacional del puente sobre el río Daule ubicado a la altura de la urbanización La Joya, el cual servirá para unir los cantones de Daule y Guayaquil pertenecientes a la provincia del Guayas en Ecuador. Los estudios originales de licitación fueron en convenio de asociación con las M.I. Municipalidad de Guayaquil, la I. Municipalidad de Daule, y la I. Municipalidad de Samborondón. Diseño alternativo que plantea implementar una nueva técnica de construcción para montajes de puentes de importantes longitudes que a futuro se realicen en Ecuador en lugares que deban salvar grandes alturas o que el tráfico de importantes arterias de las ciudades no permita su cierre temporal durante su ejecución.

El proyecto alternativo del puente tendrá una longitud total de 540.35m, el cual interceptara la autopista Narcisa de Jesús a la altura del Km 9.15 de la ciudad de Guayaquil y a la Av. León Febres Cordero a la altura del Km 15.73 (Urbanización La Joya) del Cantón Daule, el cual conforme a los requerimientos de volúmenes de circulación vehicular proyectado por el estudio de tráfico del proyecto, contempla que este posea pistas de circulación en ambos sentidos, teniendo cada sentido de circulación, 2 carriles vehiculares de 3.50m de ancho, además de un espaldón de 2.50m, pista de ciclismo de 1.50m y de peatones de 1.00m.

El proyecto original de licitación tiene la tipología estructural de un puente de sección mixta (acero y hormigón) con un solo tablero de 26.60m de ancho, para recibir ambos sentidos de circulación con una losa de hormigón 22cm de espesor, soportada sobre 9 vigas metálicas conformadas en perfil “I” de canto variable, con

un vano de luz de 60m, descansando sobre cabezales de pilotes circulares metálicos.

El diseño alternativo presentado en esta memoria, comprende de un puente de sección tablero cajón mixto, el cual será ensamblado y construido por el método de empuje o lanzado por medio de dispositivos de gatos hidráulicos ubicado en uno de sus estribos.

La tipología estructural de la superestructura del puente es de una viga continua de una longitud total de 540.00m, compuesta por 2 vanos extremos de 70m de luz y 5 vanos internos de 80m de luz, con una sección transversal en cajón mixta, compuesta su parte superior en una losa de hormigón armado de 25cm de espesor y ancho total de 13.30m, y la parte restante por chapas metálicas de espesores constantes reforzada con perfiles de arriostramiento internos, teniendo una altura total el cajón de 3.75m. Como el ancho del tablero es de 13.30m, se deberá construir dos puentes en paralelo separados a un metro de distancia, para cumplir con los requerimientos de sentidos de circulación determinado por el estudio de tráfico.

El sistema constructivo por lanzamiento o empuje de los tableros de puentes, hoy en día es un método que brinda grandes ventajas de aplicación en la ingeniería de diseño y construcción, puesto que se pueden construir superestructuras de puentes de grandes luces que atraviesan alturas significativas sin la utilización de grandes grúas en el paso del obstáculo a cubrir ni de apuntalamientos, reduciendo destacablemente el tiempo y costo en montajes, disminuyendo así el costo total de la obra, como a su vez proporciona mayor incremento al tema de la seguridad industrial de la obra debido a que se reduce los trabajos de riesgos a grandes alturas.

2. OBJETIVO

Realizar el análisis y diseño estructural de ingeniería y construcción de la superestructura e infraestructura para la solución alternativa del proyecto Puente Daule-Guayaquil. El diseño se efectuara con las normas españolas completadas, en su caso, por los Eurocódigos que correspondan, con el objetivo de consolidar los conocimientos adquiridos en el Master y contrastarlos con los empleados en Ecuador. En cuanto al planteamiento del proceso constructivo éste se realizará por un sistema de empuje o lanzamiento en voladizo del tablero desde uno de sus estribos, con la ayuda de un parque de fabricación y lanzado en donde se fijara el sistema hidráulico en una percha metálica, anclada al parapeto del estribo para efectuar las maniobras de rodamiento del tablero.

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y SOLUCION LICITACION

Con el crecimiento económico que tuvo el país desde el 2005, se realizaron planes urbanísticos de viviendas familiares de nivel clase media en el cantón Samborondón y Daule, en terrenos colindantes con el río Daule y cercano a la ciudad de Guayaquil. Esto generó que un porcentaje alto de población de la ciudad de Guayaquil compren estas viviendas y se trasladen a vivir allá, lo cual generó un congestionamiento vial de la principal salida de Samborondón, que es el puente de la unidad nacional, el cual además recoge el tráfico proveniente del cantón Durán, como del resto del país que ingresa a Guayaquil, en horas llamadas pico y en horario normales, lo que conllevó a los municipios autónomos de Guayaquil, Samborondón y Daule a unirse y buscar soluciones para aliviar el tráfico vehicular en esta arteria principal.



Fig 1 Fotografía del congestionamiento vehicular puente unidad nacional (Fuente: Google)

Los municipios antes mencionados, crearon el consorcio “GUASAMBA”, y conforme a los estudios de tráfico obtenidos para proyecto de licitación, se determinaron diseñar como solución inicial dos puentes que interceptan por el lado de Guayaquil la av. Narcisa de Jesús, la misma que tiene una longitud de 10.9km, con una sección transversal de dos carriles, 6 de velocidad y cuatro de servicio, por el lado de Samborondón con la av. Samborondón con una longitud de 10km, teniendo su inicio en el extremo sur con el distribuidor de tráfico que enlaza el sector de la Puntilla con el puente de la unidad nacional y en el extremo norte termina con la unión con la av. León Febres Cordero en el km 10 en el estero que limita los dos cantones.

El primer puente que actualmente ya está por culminar su construcción y que fue de licitación internacional, es el que intercepta la av. Narcisa de Jesús con la av. Samborondón, sobre el río Daule con una concepción de diseño como se ilustra en la figura 2.



Fig 2 Ilustración del primer puente, y fotografía de su construcción (Fuente: Google)

Nuestro proyecto del segundo puente que actualmente se encuentra en estado de licitación internacional, es un puente de una longitud de 540m, sobre el rio Daule, el cual intercepta del lado de Guayaquil con la av. Narcisa de Jesús, y del lado de Daule con la Av. León Febres Cordero, a la altura de la urbanización la Joya.

La solución planteada para este puente de licitación internacional, es el que se describe a continuación:

- Es un puente con tablero de hormigón sobre 9 vigas metálicas de canto variable.
- Una losa de rodadura de 22cm de espesor.
- Pilas distanciada cada 60m, con dinteles de acero y 5 pilotes circulares de 1.50m de diámetro.

En la siguiente figura, se ilustra la característica de la sección transversal de la solución de licitación para la construcción del nuevo puente.

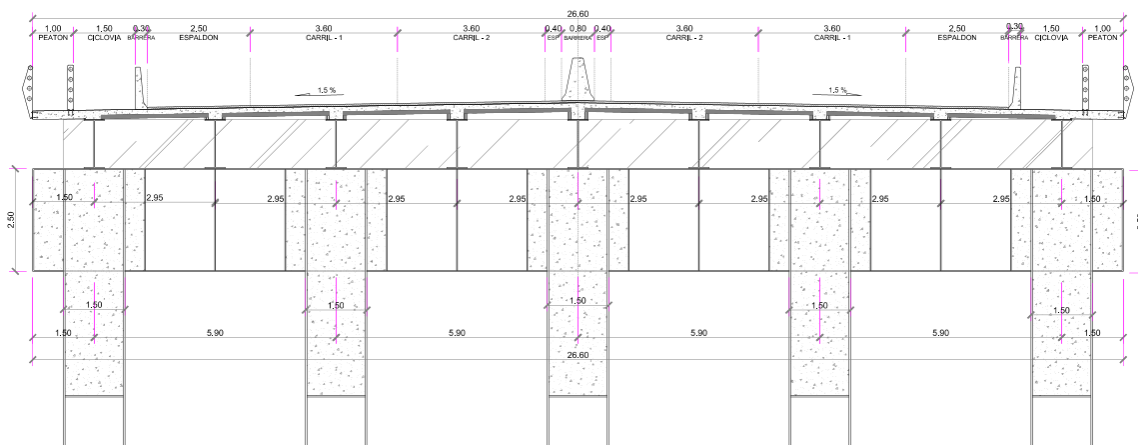


Fig 3 Sección transversal de la solución de licitación del puente (Fuente: GUASAMBA[1])

4. ALTERNATIVAS POSIBLES

Paralelo a la solución planteada por el consorcio GUASAMBA, se tratara de buscar otras posibilidades de tipos de puentes, en la cual se visualicen alternativas económicas, paisajista, tiempo y facilidad de construcción, seguridad, entre otros.

4.1. TIPOS DE PUENTES

Las alternativas de puentes que se podrían plantear para aliviar el tráfico vehicular por el sector de la Joya, y conforme a la longitud de este son los siguientes:

- **Puente en arco:** estos puentes usan el arco como componente estructural principal. Están hechos con una o más bisagras, dependiendo de qué tipo de carga y fuerza de estrés deben soportar.



Fig 4 Foto panorámica de puente en arco (Fuente: Google)

- **Un puente de vigas:** es un tipo muy básico de puentes apoyados por varios travesaños de varias formas y tamaños. Pueden ser inclinados o en forma de V.



Fig 5 Foto panorámica de puente en vigas (Fuente: Google)

- **Un puente en ménsula** o cantílever es un puente en el cual una o más vigas principales trabajan como ménsula o voladizo. Normalmente, las grandes estructuras se construyen por la técnica de volados sucesivos, mediante ménsulas consecutivas que se proyectan en el espacio a partir de la ménsula previa. Los pequeños puentes peatonales pueden construirse con vigas simples, pero los puentes de mayor importancia se construyen con grandes estructuras reticuladas de acero o vigas tipo cajón de hormigón postensado, o mediante estructuras colgadas[2].



Fig 6 Foto panorámica de puente en voladizos o ménsula (Fuente: Wikipedia)

- **Un puente colgante** es un puente cuyo tablero, en vez de estar apoyado sobre pilas o arcos, se sujeta mediante cables o piezas atirantadas desde una estructura a la que van sujetas. Una de sus variantes más conocidas es el que tiene una catenaria formada por numerosos cables de acero, de la que se suspende el tablero del puente mediante tirantes verticales. La catenaria cuelga de dos torres de suficiente altura, encargadas de llevar las cargas al suelo.



Fig 7 Foto panorámica de puente colgante (Fuente: Wikipedia)

- Un **puente atirantado**, en ingeniería civil, es un puente cuyo tablero está suspendido de uno o varios pilones centrales mediante obenques. Se distingue de los puentes colgantes porque en éstos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes que trabajan a tracción y otras a compresión. También hay variantes de estos puentes en que los tirantes van desde el tablero al pilar situado a un lado, y de ahí al suelo, o bien están unidos a un único pilar como el puente del Alamillo en Sevilla.

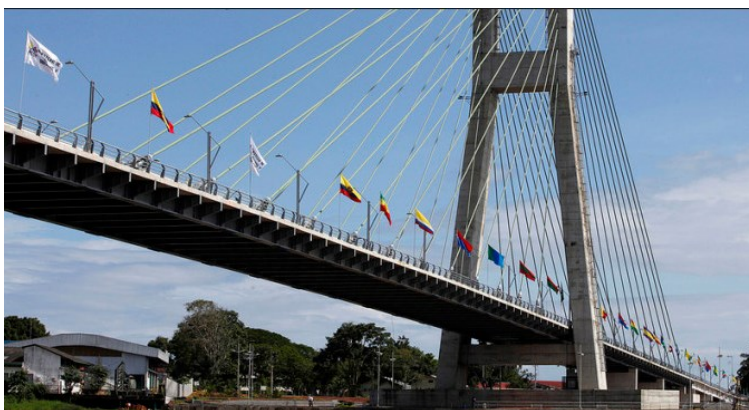


Fig 8 Foto panorámica de puente atirantado (Fuente: Google)

4.2. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE PUENTES

Tabla I Ventajas y desventajas de diferentes puentes (Fuente: Elaboración Propia y Google)

Tipo de puente	Ventajas	Desventajas
Puente en arco	<ul style="list-style-type: none"> • Este puente se puede adoptar muy bien a distintas acciones de carga. • Estos puentes por tener una forma curva son por naturaleza muy resistentes y sólidos. • Permite utilizar materiales simples (cemento, hormigón en masa). • Se puede utilizar para salvar grandes distancias construyéndolo con una serie de arcos sucesivos. 	<ul style="list-style-type: none"> • No es adecuado en sitios que no son capaces de una buena resistencia al empuje horizontal. • Para sitios de poca profundidad de galibo no es necesario este tipo de puente.
Puente de vigas	<ul style="list-style-type: none"> • Su construcción es sencilla y rápida, salvo si es preciso soldar en obra. • Este puente se puede adoptar muy bien a 	<ul style="list-style-type: none"> • El precio del acero ha aumentado mucho en el mercado internacional. • Su luz queda limitada a la largada de las vigas

	distintas acciones de cargas.	<p>metálicas a menos que se suelden varias.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Es más complicado realizar un mantenimiento continuo de las vigas metálicas para evitar la corrosión.
Puente en ménsula	<ul style="list-style-type: none"> • Con este sistema se tiene la ventaja de la viga continua, disminuyendo los valores de la ley de momento en comparación de las vigas apoyadas. • Este puente se puede adoptar muy bien a distintas acciones de cargas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Su principal inconveniente son las articulaciones que hay que crear en ellas.
Puente colgante	<ul style="list-style-type: none"> • El vano central puede ser muy largo en relación al material a empleado. • Pueden tener plataformas a gran altura permitiendo el paso de los barcos. • Puente muy útil en condiciones donde deba salvar obstáculos de ríos o mar de gran longitud y calado. 	<ul style="list-style-type: none"> • Su principal desventaja y es que este puede bajo vientos severos y terremotos. • Bajo cargas de vientos las torres ejercen un gran momento en los suelos débiles y requiere de un gran cimiento lo que resulta caro. • Se deben un prototipo del puente a escala para verificar su comportamiento en el túnel de viento.
Puente atirantado	<ul style="list-style-type: none"> • Estos puentes no requieren anclajes tan sólidos. • Pueden salvar grandes luces y ubicarse su tablero a grandes alturas. • Son de tableros flexibles y de bajo costo de material en función de la luz. • Ideal en construcciones donde el tramo a salvar tiene demasiada profundidad. 	<ul style="list-style-type: none"> • Proceso constructivo más complejo, debido a que se tienen que tomar varias precauciones como es el tema del viento, y la ubicación equilibrada de los tableros. • Se debe diseñar con tramos simétricos, para garantizar su estabilidad durante fase de construcción como de funcionamiento. • Ocupan una altura pronunciada por la torre de atirantado, si el vano colgado es de una luz extensa.

5. ANALISIS ALTERNATIVO

Se presenta una propuesta alternativa al diseño de licitación (tipo de puente de vigas), el cual comprende incentivar a una nueva tecnología de construcción avanzada aun no empleada en el país, como es un puente continuo montado el tablero en las pilas a través de un sistema de lanzamiento desde uno de sus estribos por medio de sistemas hidráulicos. Dado que el presente trabajo es una Tesis de Máster, no se ha juzgado necesario realizar un análisis de sensibilidad de las soluciones, profundizando más en los aspectos científico – tecnológicos y constructivos de una de las soluciones alternativas más razonables.

Estos puentes empujados pueden ser en vigas bien arriostradas o de sección cajón, y son aquellos que en lugar de ir colocando los segmentos del tablero, ya sean prefabricados o fabricados “*in situ*”, uno detrás de otro se añaden por detrás a la vez que se empuja todo el conjunto sobre los soportes, tal como se presenta más adelante en los anejos de este informe.

La alternativa propuesta es realizar dos puentes de construcción mixta (hormigón y acero) de sección cajón, con un ancho del tablero de 13.30m cada uno, con lo cual satisface al diseño vial planteado en la licitación, esta alternativa tiene grandes ventajas debido a que su proceso constructivo es más rápido que el montaje tradicional de las vigas, incluso no requiere de sistemas de gabarras en el río Daule para llevar las piezas del tablero a cada vano. En lo relacionado con el costo de construcción de este puente en comparación con el de licitación, los valores son similares, en vista que esta alternativa presenta mejores rendimientos de tiempo y seguridad.

Otras de las cualidades o ventajas de la alternativa propuesta es que paisajísticamente incrementara el ornato de las nuevas urbanizaciones construidas por alrededor.

6. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

El análisis estructural realizado para el diseño de la superestructura e infraestructura de la solución alternativa del puente, consistirá en la aplicación de las exigencias descritas en las normas vigentes de diseño europeas, indicadas en el numeral 7.5 de esta memoria; seguido de los siguientes procesos:

- Digitalización o simulación de los modelos del puente en el SAP2000 v19.2.1, conforme a la geometría planteada, para el análisis completo del puente como del sistema de lanzamiento, así como análisis parciales en hojas Excel.

- Determinación de las cargas en función de las informaciones geológicas y topográficas del sitio, así como las propiedades y secciones de todos los elementos principales analizar.
- Análisis de las estructuras para acciones de cargas estáticas y dinámicas (sismos).
- Diseño elementos principales (tablero, cajón metálico, pilas, estribos).
- Diseño del sistema de lanzamiento de la superestructura.
- Dibujo de planos estructurales completos, coordinados con la disposición geométrica requerida por los diseños viales y demás disciplinas para evitar conflictos en la etapa de construcción.
- Elaboración de memoria descriptiva del proceso.

Las cargas consideradas en el análisis serán las acciones más críticas que estará sujeta la estructura del puente durante su vida útil de diseño.

7. GENERALIDADES

7.1. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura formara parte de la unión del tránsito vehicular y peatonal de las avenidas Narcisa de Jesús (Guayaquil) y León Febres Cordero (Daule). Serán dos puentes similares contruidos en paralelo, para servir de comunicación para ambos sentidos de circulación de estas avenidas. Cuenta con 7 luces, dos de 70m y las restantes con 80m. El diseño vial contempla una estructura recta en planta y con pendiente 0.5% en el tramo del cruce del rio con el puente, contando este con una longitud total medida entre ejes de 540.35m.

El sistema estructural de la superestructura del puente está conformado por dos elementos, una losa superior de hormigón armado, y un cajón metálico compuesto por chapas metálicas de acero tipo S355J2-W, los cuales actuaran como una sección compuesta o mixta (hormigón y acero). Con el fin de evitar que el perfil metálico tipo cajón se deforme en el sentido transversal de la sección, se dispuso un sistema de marcos de arriostramiento metálicos colocados entre ejes cada 5.00m.

El ancho total de cada tablero es de 13.30m, incluyendo a un costado una pasarela para circulación peatonal de 0.85m de ancho más una pista de ciclovía de 1.50m con su baranda combinada y barrera de trafico tipo New Jersey, teniendo dos carriles de circulación vehicular de diseño en el mismo sentido de 3.60m, más un espaldón de 2.50m. La pendiente transversal de la superficie de rodadura del tablero de cada puente es del 1.50%.

La infraestructura está compuesta por 5 pilas metálicas apoyadas sobre 3 pilotes circulares con camisa metálica perdida de 1.60m de diámetro, y por dos estribos de

hormigón armado apoyado sobre 3 pilotes metálicos circulares de un diámetro de 1.60m cada uno.

7.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES

Tabla II Descripción de la estructura (Fuente: Elaboración Propia)

RIO:	Daule
LOCALIZACION:	Av. Narcisa de Jesús y sector la Joya
TIPO DE PUENTE:	Puente tablero mixto, continuo
CONSTRUCCION:	Mixta (acero – hormigón)
NUMERO DE PUENTES:	Dos
PASO:	Superior
ALINEAMIENTO:	Recto
LUZ:	2 de 70m + 5 de 80m
LONGITUD TOTAL:	540.35m
N° VIGAS:	Perfil Cajón metálico
ESPESOR PATIN SUPERIOR	40mm
ESPESOR ALMAS	20mm
ESPESOR PATIN INFERIOR	35mm
DISTANCIA RIGIDIZADOR:	C/5.00m
N° DE VIAS:	Dos de 3.60m
ANCHO DE ESPALDON:	2.50m
ANCHO LIBRE:	9.70m
ANCHO CICLOVIA Y PEATON:	2.80m
ANCHO TOTAL TABLERO:	13.30m
TIPO DE TABLERO:	Hormigón Armado e=0.25m
UNIONES:	Soldadas y por pernos de corte
BARRERA DE TRAFICO:	Tipo New Jersey

Se presentan en las siguientes figuras la descripción geométrica del puente en planta y elevación.

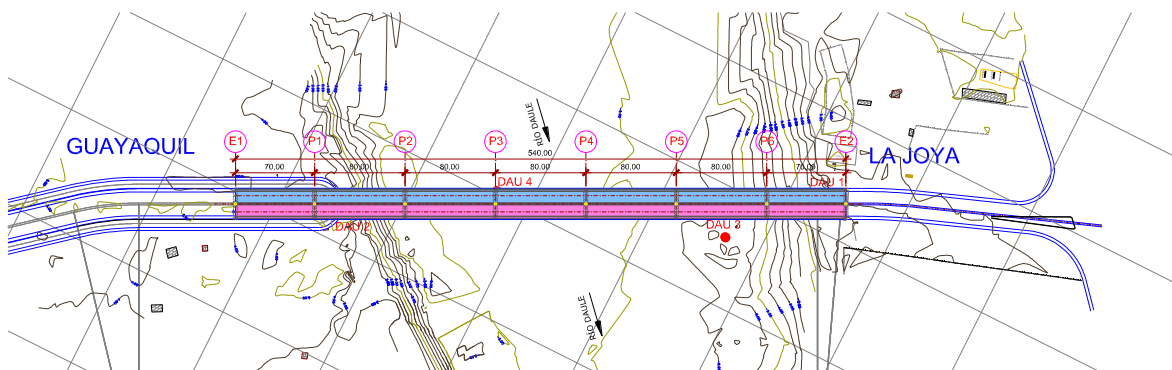


Fig 9 Planta General de ubicación del puente sobre el río Daule a la altura urbanización La Joya (Fuente: Elaboración Propia)

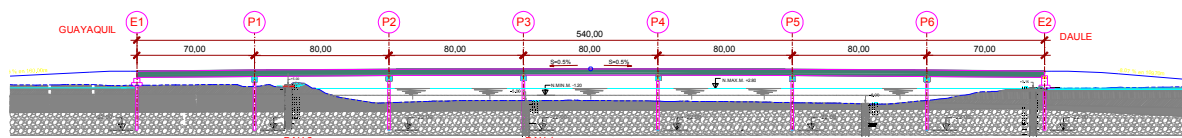


Fig 10 Perfil longitudinal del trazado vertical del puente Daule – Guayaquil (Fuente: Elaboración Propia)

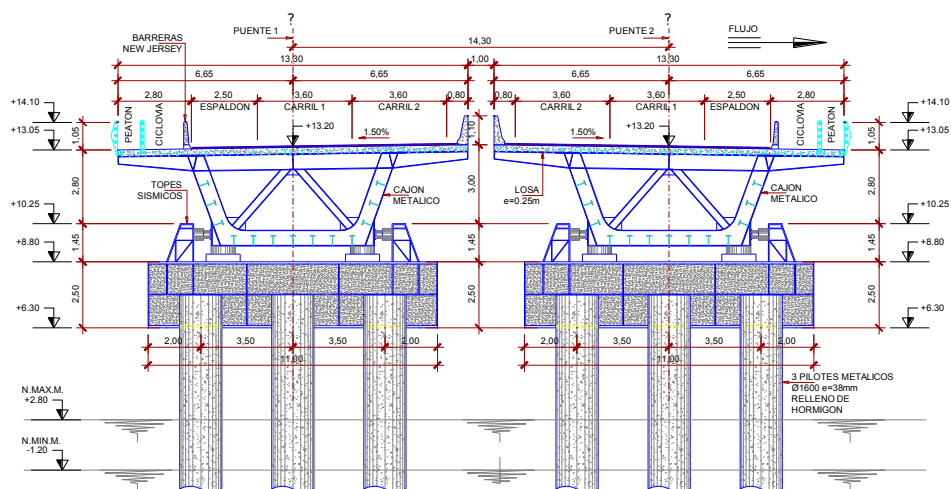


Fig 11 Corte transversal del puente Daule – Guayaquil (Fuente: Elaboración Propia)

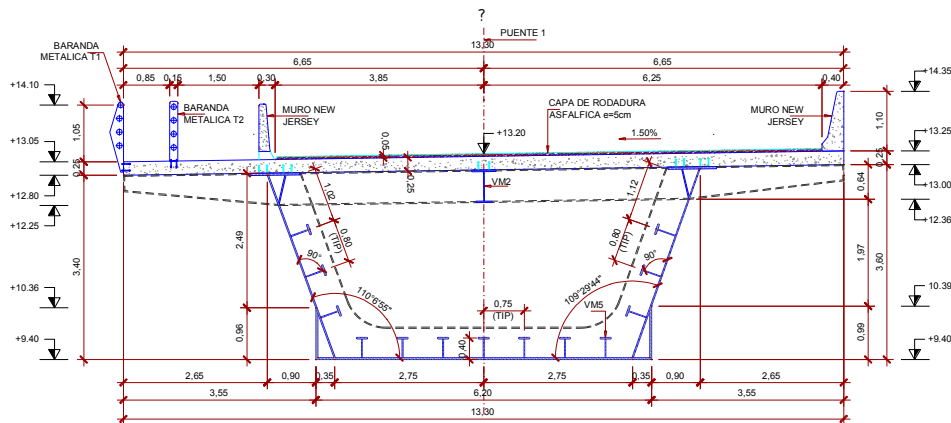


Fig 12 Corte transversal de la superestructura no rigidizada (Fuente: Elaboración Propia)

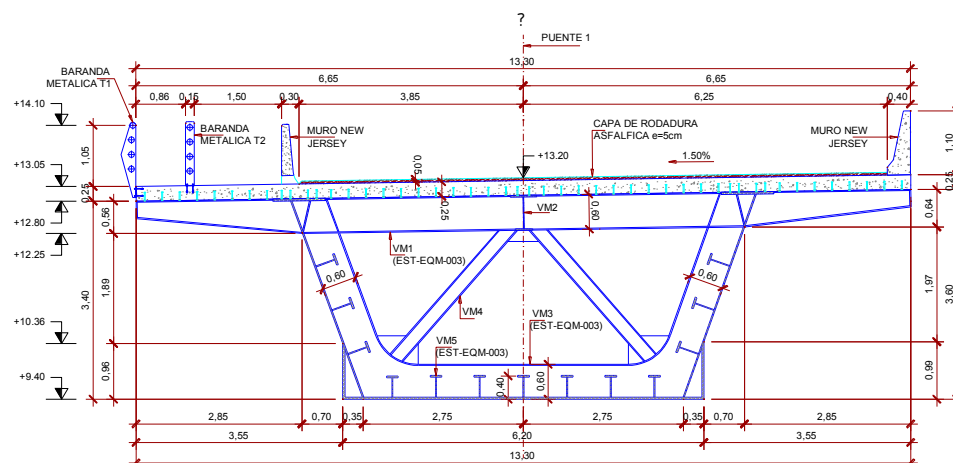


Fig 13 Corte transversal de la superestructura con rigidizadores cada 5.00m (Fuente: Elaboración Propia)

7.3. ANALISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural del puente involucra el diseño considerando los aspectos del montaje a través de sistema de empuje desde uno de sus estribos, como de su etapa en condiciones de servicios.

7.4. INFORMACION BASICA

7.4.1. Topografía y diseño vial

La información del diseño vial fue realizada por la Asociación Puente GUASAMBA y facilitada para fines de estudios de la solución alternativa del puente como trabajo final del master por la M.I. Municipalidad de Guayaquil-Ecuador.

En el informe vial contemplan los PK (puntos de kilómetros) de ubicación del puente así como los parámetros de trazados en planta y elevación con las mínimas exigencias requeridas por la AASTHO y el MTOP (Ministerio de transporte y obras públicas de Ecuador), en función de estas exigencia la solución alternativa presentada en esta memoria se fundó para plantear la geometría y niveles de diseños[1].

Conforme al diseño vial la selección de la ubicación del puente estuvo basada en encontrar sitios disponibles de ambos lados del rio Daule que permitan la implantación del puente minimizando expropiaciones, así como también minimizando las distancias entre el rio y las vías de enlace con el puente, finalmente también se debe tomar en consideración la disposición de áreas cercanas a la av. Samborondón, la av. León Febres Cordero y la autopista Narcisa de Jesús, donde se pueda implantar un distribuidor de tráfico que facilite los accesos al puente. En la tabla II, se presenta los datos de ubicación del puente.

Tabla III Ubicación vial a la altura de La Joya (Fuente: Asociación Puente GUASAMBA[1])

Av. León Febres Cordero (Continuación de av. Samborondón)	Km 15.73
Autopista Narcisca de Jesús (Mucho Lote)	Km 9.15
Longitud de Puente	411m
Longitud de vía Daule	230m
Longitud de vía a Guayaquil	1133m
Área disponible distribuidor de trafico Daule	Si
Área disponible distribuidor de trafico Guayaquil	Si
Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Área de acceso en Daule desocupada. • Longitud del puente. • Longitud de vías de acceso. • Posible enlace con vía de acceso a La Joya por paso elevado, área de gran desarrollo conjuntamente con Villa del Rey Villa Club se estiman 200,000 habitantes. 	<ul style="list-style-type: none"> • Expropiación de terrenos en Daule. • Expropiación en Guayaquil. • Longitud de vía a Guayaquil.

**Fig 14** Imagen Satelital de la ubicación proyectada del Puente (Fuente: Asociación Puente GUASAMBA[1])

7.4.2. Estudio Geotécnico

Los datos y parámetros geotécnicos necesarios para el diseño geotécnico de la fundación en el cruce del río Daule, fueron obtenidos mediante la ejecución de 4 sondeos mecánicos ubicados a lo largo del alineamiento del puente, con obtención de muestras “inalteradas” en caso de suelos cohesivos blandos y ensayos SPT para suelos granulares y cohesivos rígidos. Estos estudios fueron elaborados por la

Asociación Puente GUASAMBA y facilitado su información con fines académicos en la realización de este estudio alternativo del puente por la M. I. Municipalidad de Guayaquil[3].

7.4.2.1. Geología del sitio

El terreno natural cercano a la ubicación del puente, tanto de la margen de Daule como de Guayaquil tiene un nivel del orden de 2.00m sobre el nivel medio del mar.

Los ríos Daule y Babahoyo, juntos con sus afluentes forman la cuenca aluvial del río Guayas de aproximadamente 34.000km². En términos oceanográficos, es parte de la zona de mezclas entre aguas dulces de los ríos Daule y Babahoyo y el agua de mar que proviene del golfo de Guayaquil, formando el estuario del río Guayas.

7.4.2.2. Estratigrafía del lugar

En las orillas, el perfil del suelo muestra el estrato rocoso de origen ígneo a 20m de profundidad, mientras que en el río a 7.0m. El estrato de suelo sobre-yacente a la roca en el sector del río, existen suelos potencialmente licuables en los 3 o 4m superiores, mientras que en la orillas del lado de Guayaquil, hay 13.50m (entre 5.5 y 19.0m) y del lado de Daule no los hay. El problema de presenciar este tipo de perfil de suelo es en presencia de un sismo de cierta magnitud, el cual el subsuelo podría sufrir el efecto de licuación y por ende una muy fuerte degradación estructural de la arena[3].

A continuación se describen las características estratigráficas obtenidas de los 4 sondeos.

SONDEO DAU-1: (Lado La Joya-Daule)

- Estratos de arena limosa y limo plástico de 1.80m de espesor.
- Estratos de suelos cohesivos limo-arcillosos y arenas compactas a muy compactas desde 1.80 a 22.00m de profundidad, todas ellas no licuables, con excepción de la capa 13, entre 16.0 y 17.5m de profundidad, que se licua.
- Desde 22.00m hacia abajo existe una roca ígnea meteorizada con espaciamientos de discontinuidades muy cercanas del orden de 10cm y con resistencias a la compresión simple de q_u entre 66 y 183kg/cm² (grado R=2 según clasificación de Marinos y Hoek – 2001) tabla 3.5 de la edición 4 del Manual Canadiense de ingeniería de Fundaciones – 2006.

SONDEO DAU-2: (Lado Guayaquil)

- Un estrato de arcillas y limos plásticos de 5.50m de espesor (capas 01 a 03).

- Subyacente al anterior, un estrato de arenas y limos poco o no plásticos **susceptibles de sufrir licuación**. Los tres sondeos de **cono CPT** fueron realizados para un mejor estudio de este estrato.
- Un estrato delgado de arcilla de 1.50m de espesor (capa 13), de consistencia muy rígida (entre las profundidades de 19.0 – 20.5m).
- Una delgada capa de arena (SM= de 0.5m de espesor, muy compacta que sobre-yace a la roca.
- Bajo el anterior (de 21.00m para abajo) el estrato rocoso es similar al del sondeo DAU-1.

SONDEOS DAU-3 Y DAU-4: (Lecho del río)

- Ambos sondeos tienen un estrato superior de arena suelta licuable de 2.5 y 4.5m respectivamente, superpuestos a estratos de suelos cohesivos, los que a su vez se superponen a estratos de arena compacta no licuable, que alcanzan los 7.5m y 7.0m de profundidad respectivamente.
- Subyacente a lo anterior, existe la roca ígnea meteorizada similar a la encontrada en los sondeos realizados en las orillas.

7.4.2.3. Capacidad de carga de los pilotes de las pilas del puente

Conforme al informe geotécnico del proyecto del puente, indican que utilizaron los criterios del **MANUAL CANADIENSE DE FUNDACIONES 2006**. De los cuatro sondeos realizados, en correspondencia con todos ellos, los pilotes tendrán que cimentarse en la **roca**, puesto que los estratos superiores no son técnicamente convenientes.

El tipo de pilote que recomiendan por economía y buen comportamiento y rapidez de ejecución, **es el tubular de acero extremo inferior abierto, diámetro exterior de 1500mm y espesor de 1.5” (38.1mm)**. Indican además que el área exacta de contacto con la **roca**, así como la profundidad de penetración dentro de ella y su calidad en el nivel de fundación son grandemente desconocidas, por lo que manifiestan que se deben utilizar los métodos teóricos de diseño normalmente usados (**MANUAL CANADIENSE DE FUNDACIONES 2006**) y hay que recurrir a las pruebas de cargas, siendo la mejor la prueba **dinámica**.

Recomiendan que el nivel de punta del pilote este por lo menos en la cota - 22.00msnm, no solo por ajustarse a las condiciones geotécnicas encontradas según los sondeos realizados, sino que además para tener **capacidad y estabilidad estructural necesaria para contrarrestar la acción sísmica prevista** (interacción suelo- pilote – estructura). Cuando los pilotes alcancen este nivel, se recomienda que la fiscalización (**Dirección de Obra**), realice las pruebas dinámicas

PDA en cada pila, para que a partir de estos resultados se comprueben o se seleccionen las nuevas cotas definitivas de las puntas de los pilotes[3].

7.4.2.4. Capacidad de carga de los pilotes de los estribos del puente

Los pilotes de los estribos se los ha analizado aparte de los de las pilas, porque estos no sufren los problemas aquellos.

- **Licuación**

Los depósitos de arenas y limos sueltos saturados sometidos a vibración, como durante un sismo de cierta magnitud y distancia, reducen su resistencia y, por tanto sufren problemas de degradación estructural de los suelos indicados. En el **sondeo DAU-2** del lado de Guayaquil en el estribo E1 muestran este fenómeno, en donde los factores de seguridad reportados por el estudio geotécnico son menores a la unidad, recomiendan como alternativa es realizar un tratamiento de estos suelos para contrarrestar dicha acción. Siendo más eficaz y económico el conocido como **compactación dinámica**.

- **Compactación Dinámica**

Este procedimiento consistirá en dejar caer un peso desde cierta altura para compactar los suelos ya indicados. El informe geotécnico recomienda seguir el criterio de Leonards, que consiste en dejar caer una masa de peso W desde una altura de caída H que influya en una profundidad $D=17.50m$ que corresponde al nivel inferior de la capa 11 que es la más profunda de las capas licuables.

- **Fricción negativa**

Para eventos sísmicos extremos, **los asentamientos por licuación** producirán **fricción negativa** en los **pilotes en correspondencia del sondeo DAU-2**, lo que indica que cada pilote solo por efectos de asentamientos por licuación soportara el equivalente al peso de las capas 01, 02 y 03. Será suficiente entonces que los resultados de las pruebas **CAPWAP** iguallen por lo menos un factor de seguridad de los pilotes para condición sísmica de $F_s=1.00$ y para condiciones estáticas un factor mínimo $F_s=2.00$.

La cota prevista de las puntas de los pilotes será la elevación $-22.00msnm$, las cuales la fiscalización (Dirección de Obra) deberá analizar los resultados de los sondeos comprobatorios en obra para su aprobación. **De existir dudas en los resultados se debe utilizar algo similar a una pintura del pilote en contacto con las capas licuables, capas de bitúmenes de 1 cm de espesor que reducen la fricción negativa hasta en un 90%**[3].

7.4.2.5. Conclusiones y recomendaciones del informe geotécnico

Las conclusiones del informe geotécnico es que la principal preocupación será la construcción del acceso, **en el puente Daule**, del lado de Guayaquil (Estribo E1) por los problemas de licuación encontrados en un estrato de 13.50m de espesor, lo que en el caso de un sismo severo, provocara una degradación estructural de la arena (reducción de su capacidad) y una fricción negativa que incrementara las cargas sobre el pilote en algo más que el doble. Los análisis indican que la capacidad estructural de los pilotes es suficiente, pero que la geotécnica será necesario comprobarla con las pruebas CAPWAP recomendadas.

Se ha diseñado y se **recomienda, que una vez realizada la COMPACTACION DINAMICA**, se analicen sus resultados con los sondeos comprobatorios recomendados y las primeras pruebas CAPWAP, para de ser necesario, buscar alternativas como el uso de bitúmenes también recomendados[3].

7.4.3. Parámetros sísmicos

A partir de las estratigrafías obtenidas de los cuatro sondeos para el estudio geotécnicos, y a las zonificaciones sísmicas presentadas por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS)[4], los parámetros para elaborar el espectro sísmico de diseño, son los que se describen en la siguiente tabla.

Tabla IV Parámetros para elaborar el espectro sísmico de diseño (Fuente: Elaboración Propia)

PARAMETROS PARA DETERMINACION DEL ESPECTRO ELASTICO		
DESCRIPCION	PARAMETRO	UBICACION
Factor zona sísmica Guayaquil	$Z=0.40$	Tabla 10.2 – Apéndice 10-93 – NEC-SE-DS
Factor de importancia para puentes especiales	$I=1.30$	Tabla 2.1 –Capítulo 2-8 – NCSP-07
Coefficiente de reducción de respuesta estructural	$R=3.5$	Tabla 4.1- Pág.29-NCSP-07
Tipo de perfil de suelo	F	Tabla 2- Pág.29- NEC-SE-DS
Factor tipo de suelo	$r=1.50$	Pág. 34- NEC-SE-DS
Factor de región costa	$\eta = 1.80$	Pág. 34- NEC-SE-DS
Factor de sitio	$Fa=1.14$	Tabla 3- Pág.31- NEC-SE-DS
Factor de sitio	$Fd=1.60$	Tabla 4- Pág.31- NEC-SE-DS
Factor de comportamiento inelástico del subsuelo	$Fs=1.90$	Tabla 5- Pág.32- NEC-SE-DS
Coefficiente de configuración estructural en planta	$\emptyset P=1.00$	Apartado 5.3- Pág.50 - NEC-SE-DS
Coefficiente de configuración estructural en elevación	$\emptyset E=1.00$	Apartado 5.3- Pág.50 - NEC-SE-DS

Para determinar la zonificación sísmica, se tomó del estudio de peligro sísmico realizado de manera integral para todo el Ecuador por la NEC-SE-DS, acompañado de un estudio moderno de revaluación de la magnitud y localización de dichos eventos utilizando el método de Bakun & Wentworth (Beauval et. al, 2010), el cual se presenta a continuación en la siguiente ilustración.

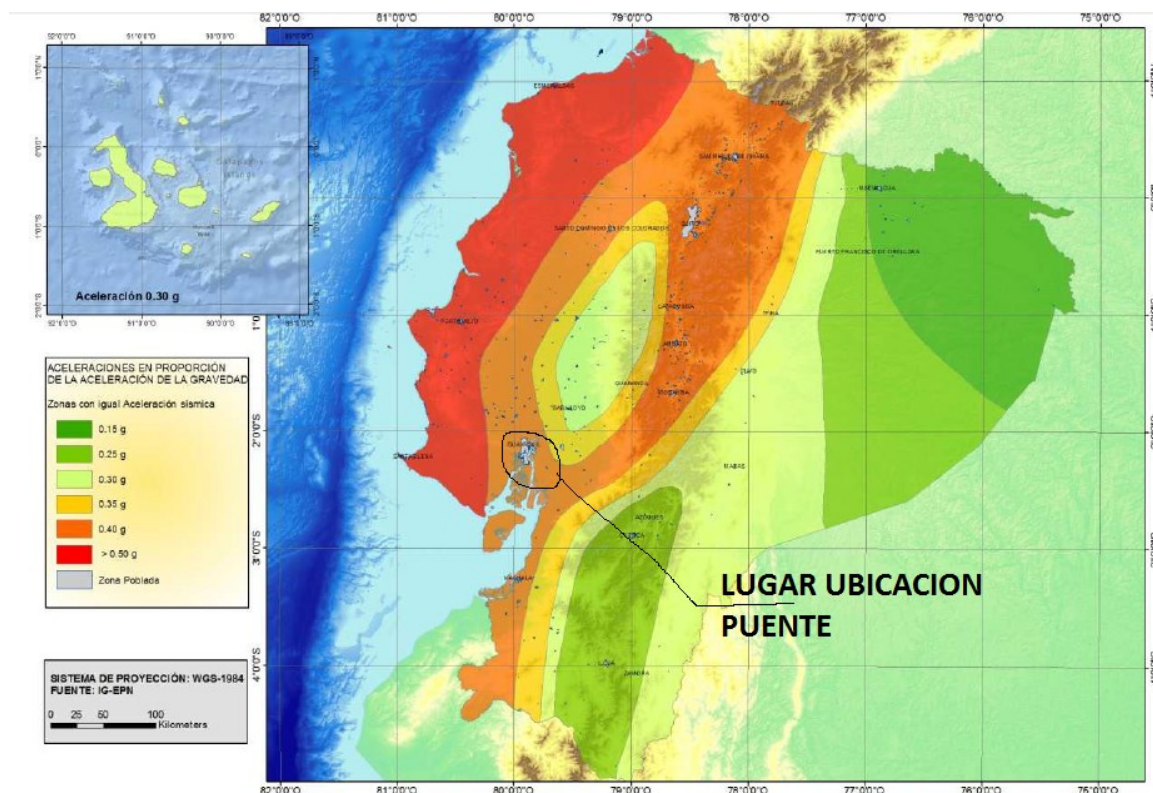


Fig 15 Mapa de Zonas sísmicas y factor Z en Ecuador (Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 NEC-SE-DS[4])

7.5. DOCUMENTOS Y NORMAS DE REFERENCIAS

Los documentos y normas de referencias utilizados para el análisis y diseño estructural de la solución alternativa del puente, son los descritos a continuación:

7.5.1. Documentos

- Contrato SCEC-005-2014-AJ-JNS: Estudios de factibilidad y mitigación de impactos ambientales y diseños definitivos para la solución vial que permita comunicar los cantones Daule y Samborondón con la ciudad de Guayaquil.
- Contrato SCEC-005-2014-AJ-JNS: Estudio de Impacto Ambiental para la construcción y abandono de los viaductos, puentes y pasos elevados que unirá Daule-Guayaquil, Samborondón-Guayaquil.

- Contrato SCEC-005-2014-AJ-JNS: Solución vial (Paso Elevado) – sector Cerro Colorado, análisis y Diseño Geotécnico de estructuras de cimentación.
- Plano GEO. 0: Implantación General – Perfiles Longitudinales – (Puente Daule – Guayaquil) 2014.
- Plano GEO. 2 de 2: Puente Sobre el rio Daule – Planta y Perfil Daule – Guayaquil – Mapa Geológico – Geofísico 2014.

7.5.2. Normas

- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), cargas sísmicas, diseño sismoresistente.
- Instrucción Sobre Las Acciones A Considerar En Proyectos De Puentes de Carretera (IAP-11).
- Norma de Construcción Sismoresistente de Puentes (NCSP-07).
- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).
- Instrucción de Acero Estructural (EAE).
- Norma española UNE-EN-10025-2.

7.6. MATERIALES

Las características generales de los materiales empleados para el diseño, son los que se presentan a continuación en las siguientes tablas.

7.6.1. Hormigones

Tabla V Propiedades de resistencia mecánica $f_{ck}=30\text{MPa}$ para hormigón armado (Fuente: Elaboración Propia)

1	Tipo de material para losa tablero, estribos, barreras	Hormigón armado
2	Tipo de exposición (ver categoría en tabla 8.2.2, capítulo 2 de EHE-08):	Ambiente marina, aérea, IIIa
3	Consistencia del hormigón (tabla 31.5, capítulo 6 de EHE-08)	Blanda “B”, asentamiento 6-9cm.
4	Tamaño máximo del agregado (recomendación 28.3.1, Capítulo 6 de EHE-08)	20mm
5	Resistencia del hormigón a la compresión a los 28 días, en función de la clase de exposición (tabla 37.3.2b, capítulo 7 de EHE-08):	$f_{ck}=30\text{MPa}$ (HA-30/B/20/IIIa)
6	Módulo de elasticidad del hormigón 28 días: $E_{cm} = 8500(f_{ck} + 8)^{1/3}$, (numeral 39.6 del capítulo 8 de EHE-08)	$E_c=28576.80\text{MPa}$
7	Recubrimiento mínimo en función de la clase de exposición (tabla 37.2.4.1.b, capítulo 7 de EHE-08)	$R_{min}=30\text{mm}$ (Tútil=100años)
8	Peso volumétrico del hormigón armado (apartado 10.2, capítulo 3 de EHE-08):	$\gamma=2500\text{kg/m}^3$
9	Módulo de Poisson del hormigón: (apartado 39.9 Capítulo 8 EHE-08)	$\nu =0.20$
10	Retracción del hormigón (Tabla 39.7.c Capítulo 8 EHE-08)	$\epsilon_{cs}=0.0004$

Tabla VI Propiedades de resistencia mecánica $f_{ck}=30\text{MPa}$ para hormigón en masa (Fuente: Elaboración Propia)

1	Relleno en dinteles y pilotes	Hormigón en masa
2	Tipo de exposición (ver categoría en tabla 8.2.2, capítulo 2 de EHE-08):	Ambiente marina, aérea, Qb
3	Consistencia del hormigón (tabla 31.5, capítulo 6 de EHE-08)	Blanda "B", asentamiento 6-9cm.
4	Tamaño máximo del agregado (recomendación 28.3.1, Capítulo 6 de EHE-08)	20mm
5	Resistencia del hormigón a la compresión a los 28 días, en función de la clase de exposición (tabla 37.3.2b, capítulo 7 de EHE-08):	$f_{ck}=30\text{MPa}$ (HM-30/B/20/Qb)
6	Módulo de elasticidad del hormigón 28 días: $E_{cm} = 8500(f_{ck} + 8)^{1/3}$, (numeral 39.6 del capítulo 8 de EHE-08)	$E_c=28576.80\text{MPa}$
7	Peso volumétrico del hormigón armado (apartado 10.2, capítulo 3 de EHE-08):	$\gamma=2300\text{kg/m}^3$
8	Módulo de Poisson del hormigón: (apartado 39.9 Capítulo 8 EHE-08)	$\nu =0.20$
9	Retracción del hormigón (Tabla 39.7.c Capítulo 8 EHE-08)	$\epsilon_{cs}=0.0004$

7.6.2. Acero de Refuerzo

Tabla VII Propiedades de resistencia mecánica del acero B400SD (Fuente: Elaboración Propia)

1	Límite elástico del acero corrugado soldable B400SD (tabla 32.2a, capítulo 6 de EHE-08):	$f_{yk}\geq 400\text{MPa}$
2	Carga unitaria de rotura, B400SD (tabla 32.2a, capítulo 6 de EHE-08):	$f_s\geq 480\text{MPa}$
3	Alargamiento de rotura, B400SD (tabla 32.2a, capítulo 6 de EHE-08):	$\epsilon_{u,5}\geq 20\%$
4	Alargamiento total bajo carga máxima B400SD (tabla 32.2a, capítulo 6 de EHE-08):	$\epsilon_{\max}\geq 7.5\%$
5	Tensión máxima (tabla 32.2d, capítulo 6 de EHE-08) $\sigma_{\max}=0.6f_{y \text{ nominal}}$	$\sigma_{\max}=240\text{MPa}$
6	Relación f_s/f_{yk} :	$1.20\leq f_s/f_{yk}\leq 1.35$
7	Módulo de elasticidad del acero B400SD (APARTADO 38.4, capítulo 8 de EHE-08):	$E_p=200000\text{MPa}$
8	Deformación unitaria del acero B400SD (apartado 32.1 Capítulo 6-EHE-08):	$\epsilon_a=0.002$
9	Módulo de Poisson del acero de refuerzo activo y pasivo:	$\nu=0.30$
10	Peso volumétrico del acero B400SD:	$\gamma=7850\text{kg/m}^3$

7.6.3. Acero Estructural

Tabla VIII Propiedades de resistencia mecánica de Acero S 355 J2 W (Fuente: Elaboración Propia)

1	Tipo de material para uso:	Cajón del tablero, pilotes, dinteles, rigidizadores.
---	----------------------------	--

2	Limite elástico mínimo del acero tipo S 355 J2W (tabla 27.2.3.c, Capítulo VI de EAE):	$f_y \geq 355 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)
3	Limite elástico mínimo del acero tipo S 355 J2W (tabla 27.2.3.c, Capítulo VI de EAE):	$490 < f_u < 680 \text{ MPa}$
4	Relación f_u/f_y :	$1.38 \leq f_u/f_y \leq 1.90$
5	Módulo de elasticidad del acero S 355 J2W (APARTADO 26.3, capítulo VI de EAE):	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
6	Módulo de Poisson del acero estructural S 355 J2W:	$\nu = 0.30$
7	Temperatura de ensayo S 355 J2W, (tabla 27.2.3.d, Capítulo VI de EAE):	-20°C
8	Resiliencia (Joule), (tabla 27.2.3.d, Capítulo VI de EAE):	27 J
9	Contenido máximo de fósforo "P", (tabla 27.2.3.b, Capítulo VI de EAE):	0.035%
10	Contenido máximo de azufre "S", (tabla 27.2.3.b, Capítulo VI de EAE):	0.035%
11	Valor del carbono equivalente "CEV" máximo, (pág. 133, Capítulo VI de EAE):	0.52

8. PARAMETROS DE ANALISIS Y DISEÑO

8.1. ACCIONES PERMANENTES

Estas acciones para el análisis de la estructura son las siguientes:

- Peso propio (DEAD)
- Carga de asfalto (ASPHALT)
- Carga de Muros (WALL)

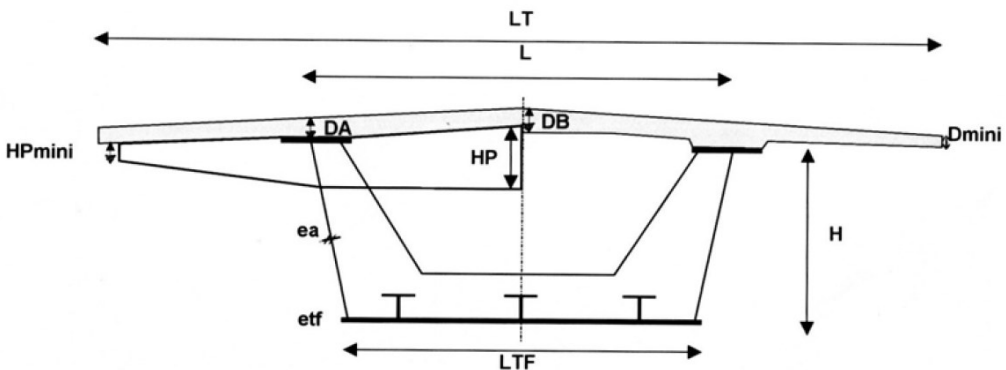
8.1.1. Peso Propio (DEAD)

Las cargas de peso propio son las producidas por la aceleración de la gravedad sobre todos los elementos que componen la estructura. Para ello se utiliza el peso específico de los materiales indicado en el numeral 7.6 de esta memoria y de la aceleración de la gravedad de 9.8 m/seg^2 . El cálculo de esta carga será determinado de forma automática por el software SAP2000 v19.2.1, en función de la geometrías pre dimensionadas para el modelo, las cuales se describen en las siguientes figuras, más una carga muerta adicional de 8.25 kN/m^2 , generado por los diafragmas propuestos cada 5.00 m (estos con la misión de controlar la deformación transversal del tablero durante su etapa de construcción, servicio y en la fase de ayudar al reparto trasversal de cargas)[5].

8.1.1.1. Tablero

Para adoptar las dimensiones preliminares para efectuar el análisis estructural de la sección del puente, se utilizó la guía elaborada por SETRA[6], y las recomendaciones del libro de Manterola[5], sobre los requerimientos mínimos exigidos para el dimensionamiento de estos tipos de puente con cajón metálico.

Tabla IX Propiedades de resistencia mecánica de Acero S 355 J2 W (Fuente: SETRA[6])

		
1	Distancia superior del alma c/c	$L = 0.50 \text{ a } 0.55 \text{ LT}$.
2	Altura mínima del perfil cajón	$H = 1/30 \text{ a } 1/40 \text{ de la máxima luz de un vano}$.
3	Inclinación del alma	0 a 50%.
4	Espesor mínimo de la losa en el extremo del volado	$HP = \text{aproximadamente } 1/11 \text{ de } L$. $HP_{\min} = 300\text{mm}$.
5	Ancho de patín superior + canto para vigas cajón abiertas	
6	Espesor del alma	$ea = 16 - 35\text{mm}$, dependiendo de la sección, ancho y luz del vano.
7	Espesor de patín inferior	$etf = 25 - 80\text{mm}$ dependiendo de la sección, ancho y luz del vano.
8	Espesor de losa	En la dirección soportada por la viga cajón. $0.13 + \frac{(LT - L)}{26}$ para el alma. $0.12 + \frac{L}{50}$ para el centro de la losa. En la dirección de la viga cajón el espesor mínimo debe estar en entre 24 a 26cm.
9	Cuántía refuerzo losa	Aproximadamente 250kg/m^3 con vigas simples, 275kg/m^3 con vigas reforzadas a pandeo.

Las dimensiones preliminares, adoptadas en función de la tabla VIII para realizar el análisis y diseño estructural de la sección mixta del puente, son las siguientes:

- Espesor de losa $e=0.25\text{m}$.
- Ancho y espesor de patines superior $b_f=900\text{mm}$ y $e=40\text{mm}$.

- Ancho y espesor de patín inferior $b_{fb}=6200\text{mm}$ y $e=35\text{mm}$.
- Espesor de almas inclinadas $e=20\text{mm}$.
- Rigidizadores en T en patín inferior y almas.

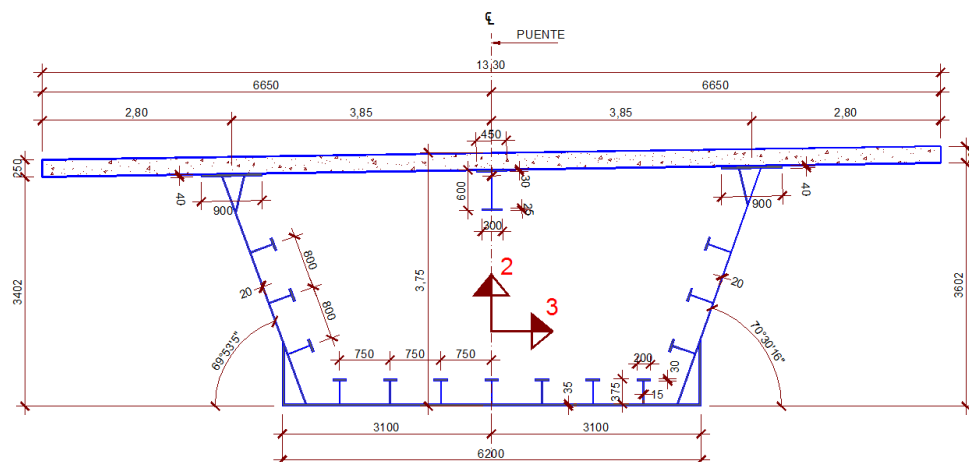


Fig 16 Geometría de la sección transversal del puente en tramo central (Fuente: Elaboración propia)

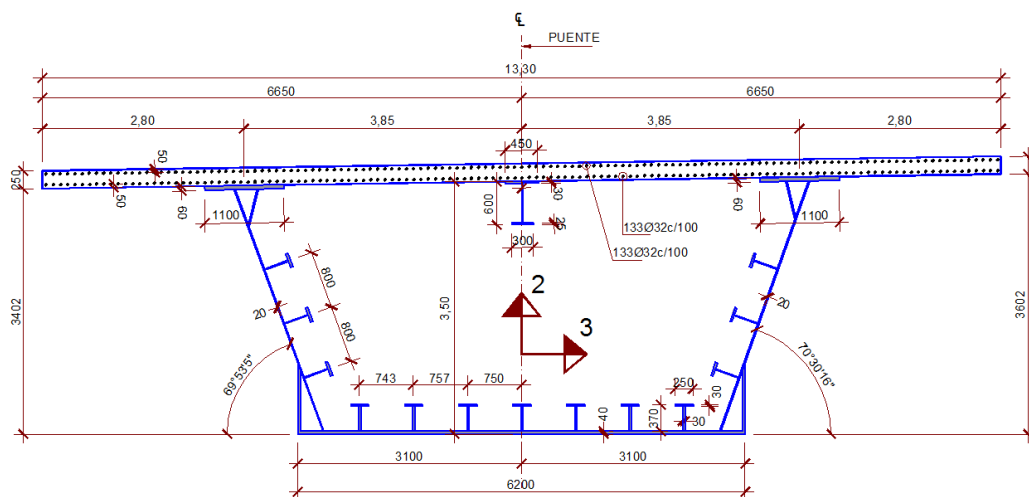


Fig 17 Geometría de la sección transversal del puente en soprtes (Fuente: Elaboración propia)

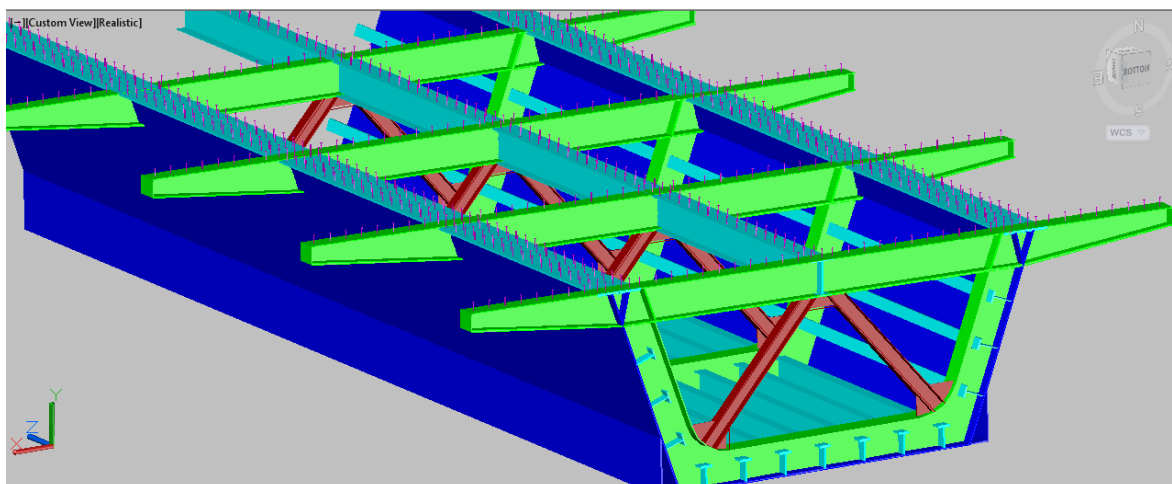


Fig 18 Ilustración 3D del cajón metálico (Fuente: Elaboración propia)

8.1.1.2. Pilas

Los elementos que conforman a la pila, será un dintel con sección mixta (chapa de acero y hormigón de relleno) de 3.00x2.50m, mas tres pilotes de camisa metálica con espesor de chapa a los tres metros de su cabeza de 50.8mm y el restante con un espesor de 38.10mm, rellenos con hormigón simple. En la figura 9 se ilustra la pila que se ingresara al modelo estructural.

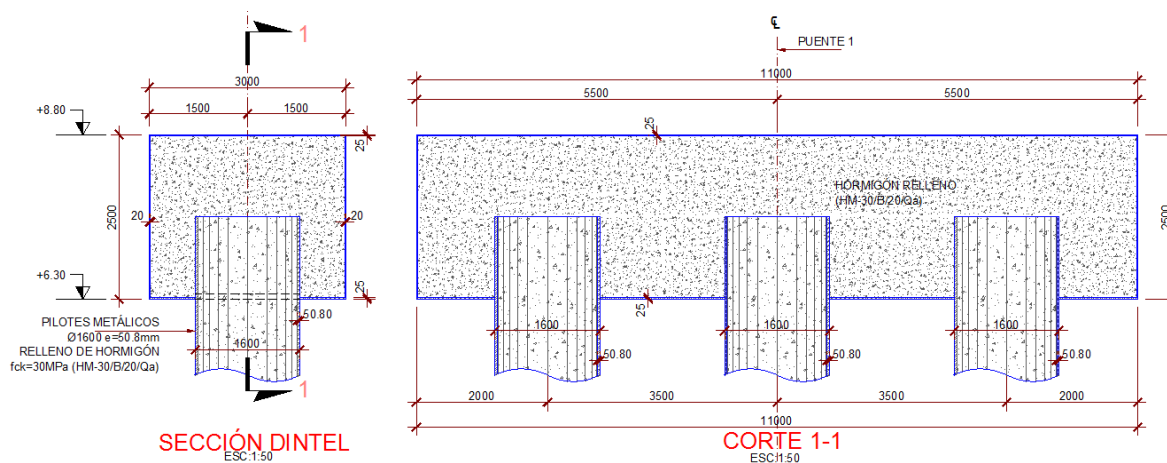


Fig 19 Geometría de las pilas (Fuente: Elaboración propia)

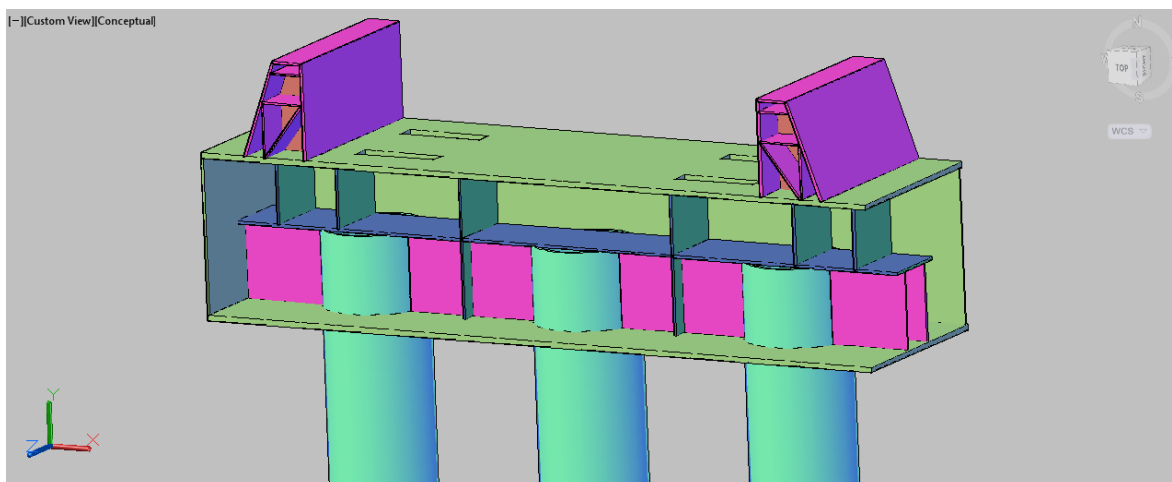


Fig 20 Ilustración 3D de las pilas P1 a P6 del puente (Fuente: Elaboración propia)

8.1.2. Carga de Asfalto (ASFALTO)

Se considera un revestimiento de 5cm de espesor, como capa de rodadura de hormigón asfáltico en 10.20m de ancho en la superficie del tablero, considerando un peso volumétrico de asfalto de 2400kg/m^3 , la carga por unidad de superficie de losa resulta de 1.18kN/m^2 .

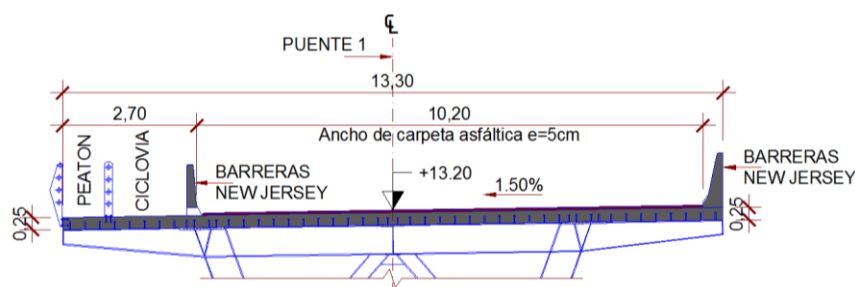


Fig 21 Ancho de la carpeta asfáltica (Fuente: Elaboración propia)

8.1.3. Carga de Muros (WALL)

Esta carga corresponde a las dos barreas tipo new jersey con las barreras de protección peatonal y de ciclismo, que se estima por unidad de superficie del tablero en 1.20kN/m^2 .

8.2. CARGAS VARIABLES

Estas acciones corresponden a los siguientes casos:

- Carga viva (LIVE)
- Carga móvil (TRUCK)
- Fuerza de Frenado (TRUCK)
- Carga de viento (WIND X o Y)

- Temperatura (T_{max}/T_{min})
- Carga de marea (WAVE)

8.2.1. Carga Viva (LIVE)

Se considerara como carga viva a la correspondiente al uso de la circulación peatonal y de ciclismo, aplicando la recomendación del apartado 4.1.2.2 de la norma IAP11 de 5kN/m^2 , en la zona destinada como más desfavorable, longitudinal y transversalmente, para su efecto en estudio. Esta carga, prevista a efectos de comprobaciones generales, estará asociada únicamente a situaciones de cálculos transitorios.

En la figura 11, se presenta la distribución de esta carga, que será ingresada luego al modelo estructural del puente.

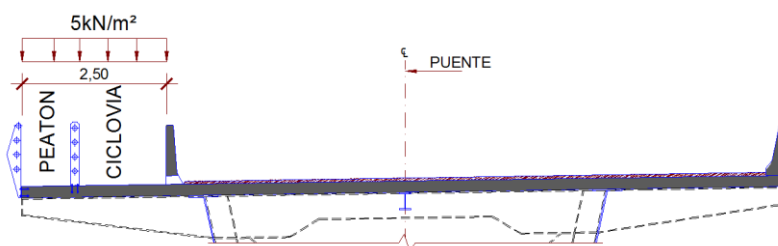


Fig 22 Carga peatonal y ciclismo (Fuente: Elaboración propia)

8.2.2. Carga Móvil (TRUCK)

Se definirá el tren de carga vehicular conforme a lo indicado por el apartado 4.1 de la IAP-11 y calibrado por (UNE-EN-1991-2).

Conforme a la tabla 4.1-a de la IAP-11, en nuestro ancho libre de calzada del tablero de 10.10m, ingresaran 3 carriles virtuales de 3.00m de ancho, más 1.10m del área remanente

Tabla X Definición de los carriles virtuales (Fuente: Tabla 4.1 a-IAP-11)

ANCHURA DE LA PLATAFORMA (w)	NÚMERO DE CARRILES VIRTUALES (n_l)	ANCHURA DEL CARRIL VIRTUAL (w_l)	ANCHURA DEL ÁREA REMANENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6 \text{ m}$	$n_l = \text{ent} \left(\frac{w}{3} \right)$	3 m	$w - 3n_l$

La carga vehicular que se considera para el análisis del tablero del puente, para las condiciones de ubicación de los carriles virtuales en la posición considerada como crítica para el tablero, son en función del tren de carga móvil descrito en la tabla 4.1b de la IAP-11, en el cual establece uno o más vehículos pesados, según el número de carriles virtuales.

Cada vehículo pesado estará constituido por dos ejes, siendo Q_{ik} la carga de cada eje, teniendo en cuenta los siguientes criterios enarcados en la IAP-11:

- En cada carril virtual se considerara la acción de un único vehículo pesado de peso $2Q_{ik}$.
- La separación transversal entre ruedas del mismo eje será de 2.00m. la distancia longitudinal entre ejes será de 1.20m (fig. 12).
- Las dos ruedas de cada eje tendrán la misma carga, que ser por tanto igual a $0.5Q_{ik}$.
- A efectos de las comprobaciones generales, se supondrá que cada vehículo pesado actúa centrado en el carril virtual.
- Para las comprobaciones locales, cada vehículo se situará transversalmente dentro de cada carril virtual.
- Para las comprobaciones locales, la carga puntual de las ruedas se supondrá estarán ubicadas en un área de 0.40x0.40m.

Tabla XI Valor característico de la sobrecarga de uso (Fuente: Tabla 4.1b-IAP-11)

SITUACIÓN	VEHÍCULO PESADO $2Q_{ik}$ [kN]	SOBRECARGA UNIFORME q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

Para nuestro análisis estructural, se utilizara los carriles virtuales 1, 2, y 3, debido a que en nuestro ancho de tablero para circulación vehicular es de 10.10m.

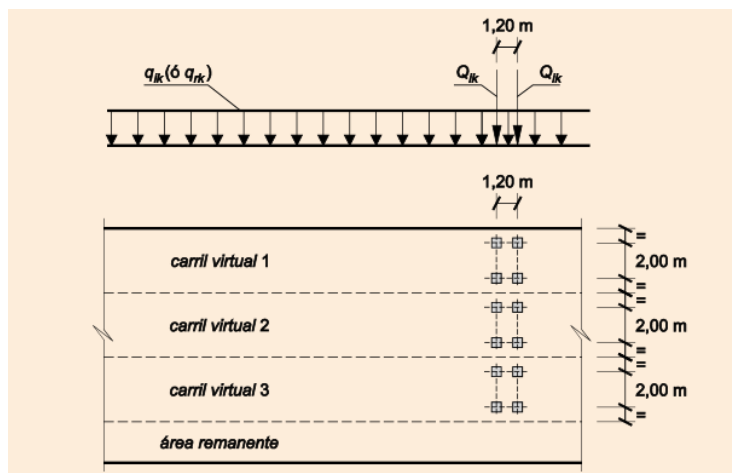


Fig 23 Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme
(Fuente: IAP-11)

Conforme a las disposiciones indicadas en la norma IAP-11, la distribución de la sobrecarga de uso debido al tránsito para el análisis de nuestro tablero, es realizando dos hipótesis de carga en la losa del tablero tal como se ilustra en las figuras 24 y 25.

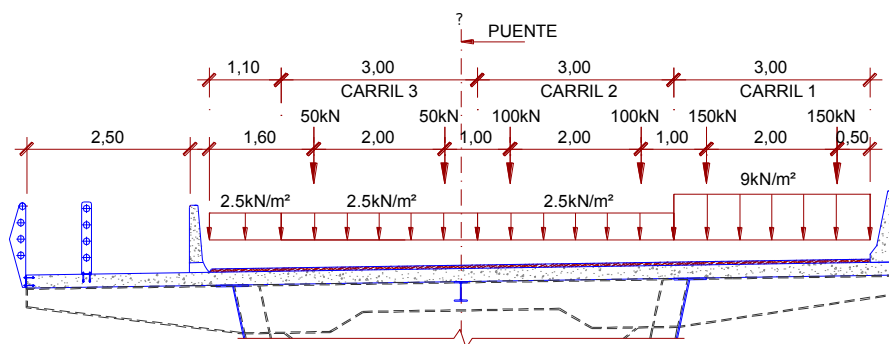


Fig 24 Hipótesis 1, tren carga móvil, desfavorable a torsión y flexión tablero
(Fuente: Elaboración propia)

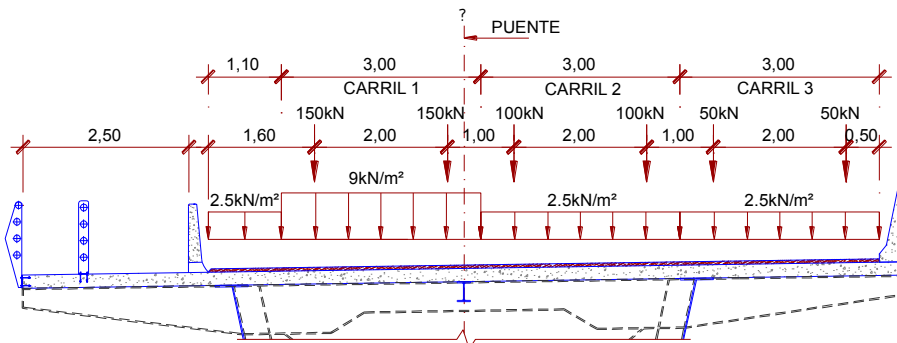


Fig 25 Hipótesis 2, tren carga móvil, desfavorable a flexión de la sección mixta del puente (Fuente: Elaboración propia)

8.2.3. Fuerza de frenado (TRUCK)

La fuerza de frenado, arranque o cambio de velocidad de los vehículos, genera una fuerza horizontal uniformemente distribuida en la dirección longitudinal de la carretera soportada por el puente, y se considera aplicada a nivel de la calzada de rodadura del pavimento.

El valor característico de esta acción es Q_{1k} será igual a una fracción del valor de la carga característica vertical que se considere actuando sobre el carril virtual número 1, conforme la siguiente expresión, indicada en el apartado 4.1.3.1 de la IAP11:

$$Q_{ik} = 0.6 \times 2Q_{1k} + 0.1q_{1k}w_1L$$

L es la distancia entre juntas contiguas, o longitud del puente si estas no existieran. Esta acción de carga, será introducida al modelo estructural a través de la opción de bridge del SAP2000, respetándose los rangos indicados por el apartado en mención de la IAP11.

8.2.4. Carga de viento (WIND X o Y)

Para estimar la presión del viento en la superestructura e infraestructura del puente, se utilizara las indicaciones del apartado 4.2 de la IAP-11, siguiendo los siguientes aspectos:

- El área expuesta al viento o las características aerodinámicas del elemento pueden resultar modificadas por la materialización de otras acciones actuando en la estructura (nieve, sobrecargas de uso, etc.).
- En situaciones transitorias, alguno elemento pueden presentar superficies de exposición al viento diferentes a las definitivas.

El empuje del viento sobre cualquier elemento se calculara mediante la expresión:

$$F_w = \left[\frac{1}{2} \rho v_b^2(T) \right] c_e(z) c_f A_{ref}$$

Siendo:

F_w Empuje horizontal del viento (N).

$\frac{1}{2} \rho v_b^2(T)$ Presión de la velocidad básica del viento q_b (N/m²).

ρ Densidad del aire, que se usara igual a 1.25kg/m³.

- $v_b(T)$ Velocidad básica del viento (m/seg) para un periodo de retorno T.
- C_f Coeficiente de fuerza del elemento (ver figura 15).
- A_{ref} Área de referencia que se obtiene de la proyección del área sólida expuesta sobre el plano perpendicular a la dirección del viento (m²).
- $C_e(z)$ Coeficiente de exposición en función de la altura z calculado según la siguiente expresión:

$$c_e(z) = k_r^2 \left[c_0^2 \ln^2 \left(\frac{z}{z_0} \right) + 7k_f c_0 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{Para } z \geq z_{min}$$

Donde

k_f factor de turbulencia que se toma igual a 1.00

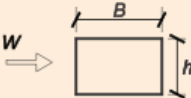

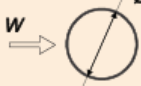

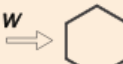
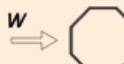




c_0 factor de topografía que se tomara en 1.0. en valles en los que se pueda producir un encauzamiento del viento actuante sobre el puente, se tomara 1.1.

Los entornos del factor del terreno (k_r), longitud de rugosidad (z_0), altura mínima (z_{min}), según el apartado 4.2.2 de la norma IAP-11 para nuestro entorno donde se ubicara el puente, será en un entorno tipo IV (para zonas urbanas con edificaciones de altura mayor a 15m).

En la tabla XII, se presenta los factores a utilizar para el cálculo de la presión del viento para nuestro puente.

Tabla XII Coeficientes k_r , z_0 , y z_{min} (Fuente: Tabla 4.2b-IAP-11)

TIPO DE ENTORNO	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
0	0,156	0,003	1
I	0,170	0,01	1
II	0,190	0,05	2
III	0,216	0,30	5
IV	0,235	1,00	10

	$\frac{B}{h}$	$\leq 0,2$	0,4	0,6	0,7	1,0	2,0	5,0	$\geq 10,0$
	c_f	2,0	2,2	2,35	2,4	2,1	1,65	1,0	0,9
 $c_f = 1,4$			sección circular con superficie lisa y tal que: $\varnothing v_b (T) \sqrt{c_\theta (z)} > 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 0,7$			sección circular con superficie rugosa ^(*) , o lisa tal que: $\varnothing v_b (T) \sqrt{c_\theta (z)} < 6 \text{ m}^2/\text{s}$ $c_f = 1,2$			
 $c_f = 1,8$	 $c_f = 1,6$		 $c_f = 1,45$			 $c_f = 1,3$			
 $c_f = 1,6$	 $c_f = 2,2$			 $c_f = 2,0$					

(*) Se tomará siempre superficie rugosa excepto si la rugosidad superficial equivalente resulta menor de $\phi \cdot 10^{-5} \text{ m}$

Fig 26 Coeficiente de fuerza C_f , para las secciones más habituales (Fuente: Fig. 4.2-b de IAP-11)

La velocidad básica del viento para la zona donde estará ubicado el proyecto del puente, conforme a indicación de la norma ecuatoriana NEC-2015, será de **$V_b=26\text{m/seg}$** .

8.2.4.1. Empuje horizontal sobre el tablero

En el cálculo del empuje transversal del viento se considera la acción impuesta para tablero de alma llena de tipo cajón.

Para obtener el empuje transversal (dirección X) sobre el tablero, se entenderá que el área remanente $A_{\text{ref},x}$ es el producto de la longitud del tramo de puente considerado por la altura equivalente h_{eq} .

El coeficiente de la fuerza horizontal, viene determinado a través de la siguiente expresión planteada en el apartado 4.2.5.1.1 de la IAP-11.

$$c_{f,x} = 2.5 - 0.3(B/h_{\text{eq}})$$

Dónde:

B anchura total del tablero (m).

h_{eq} altura equivalente (m) obtenida considerando además del peso propio del tablero, la altura de cualquier elemento no estructural.

En cualquier caso el coeficiente $C_{f,x}$ se considerara limitado por los siguientes valores:

$$1.3 \leq C_{f,x} \leq 2.4$$

En función de los parámetros antes expuestos, estos serán ingresados de forma a la carga de viento del modelo estructural realizado en SAP2000, que calculara la presión de viento de forma automática, en función de la dimensiones de la estructura antes presentada.

8.2.5. Carga de temperatura (T_{max}/T_{min})

Para determinar la carga por temperatura que sufrirá nuestra estructura del puente durante su vida útil, se utilizara las consideraciones descritas en el apartado 4.3 de la norma IAP-11.

8.2.5.1. Acción térmica en el tablero

A efectos de esta aplicación, tomaremos la evaluación de la acción termina **“Tipo 2”**, para tableros mixtos compuestos de acero estructural y hormigón armado (conectados de forma que ambos materiales trabajen en conjunto).

8.2.5.2. Componente uniforme de temperatura

Para calcular los efectos de la componente uniforme de temperatura se partirá del valor de la temperatura del aire a la sombra en el lugar de emplazamiento.

El valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra T_{max} depende del clima del lugar y de la altitud para un periodo de retorno de 50 años. Como valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra T_{min} se tomara, para un periodo de retorno de 50 años.

La componente uniforme de la temperatura del tablero, también denominada temperatura efectiva (temperatura media de la sección transversal), tendrá un valor mínimo $T_{e,min}$ y un valor $T_{e,max}$ que se determinara a partir de la temperatura del aire, mediante las siguientes expresiones:

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min}$$

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max}$$

Dónde:

T_{min} valor característico de la temperatura mínima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno.

T_{max} valor característico de la temperatura máxima del aire a la sombra en el lugar del emplazamiento del puente con el ajuste correspondiente al periodo de retorno.

Con los valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ indicados en la tabla XII, proporcionada por la IAP-11, los cuales se presentan en la siguiente tabla.

Tabla XIII Valores de $\Delta T_{e,min}$ y $\Delta T_{e,max}$ para calculo temperatura uniforme (Fuente: Tabla 4.3b-IAP-11)

TIPO DE TABLERO	$\Delta T_{e,min}$ [°C]	$\Delta T_{e,max}$ [°C]
Tipo 1: Tablero de acero	-3	+16
Tipo 2: Tablero mixto	+4	+4
Tipo 3: Tablero de hormigón	+8	+2

Para determinar la componente de temperatura, se emplea los valores del coeficiente de dilatación termina, proporcionado por la IAP-11.

Tabla XIV Valores del coeficiente de dilatación termina lineal $\alpha_T (\times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1})$ (Fuente: Tabla 4.3c-IAP-11)

MATERIAL	$\alpha_T (\times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1})$
Acero inoxidable	16
Acero estructural, hierro dulce o fundición ⁽¹⁾	12
Hormigón ⁽²⁾	10

⁽¹⁾ En estructuras mixtas, el coeficiente de dilatación lineal del acero estructural puede tomarse igual al del hormigón:
 $\alpha_T = 10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Las temperaturas T_{max} , y T_{min} , registrada en la ciudad de Guayaquil por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología del Ecuador (INAMHI), son las siguientes:

$$T_{max}=39^\circ\text{C}$$

$$T_{min}=15^\circ\text{C}$$

Entonces la componente uniforme de temperatura resulta, tanto para el valor máximo como mínimo en las siguientes magnitudes:

$$T_{e,max}=39^\circ\text{C}+4^\circ\text{C}=43^\circ\text{C}$$

$$T_{e,min}=15^\circ\text{C}+4^\circ\text{C}=19^\circ\text{C}$$

8.2.5.3. Rango de la componente uniforme de temperatura

Con los valores característicos máximo y mínimo de la componente uniforme de temperatura y a partir de la temperatura inicial $T_0=15^{\circ}\text{C}$, indicada en el apartado 4.3.1.1.3 de la IAP-11, se establece que el valor característico de la máxima variación de la componente de temperatura del tablero bajo la siguiente expresión:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

El valor característico de la máxima variación de la componente uniforme de temperatura en la dilatación $\Delta T_{N,exp}$ será:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_o$$

La temperatura que generara cambios volumétricos a la superestructura del puente, y que da origen una fuerza interna en este, para ingresar al modelo estructural, son los siguientes:

$$\Delta T_{N,con}=15^{\circ}\text{C}-19^{\circ}\text{C}=-4^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp}=43^{\circ}\text{C}-15^{\circ}\text{C}=28^{\circ}\text{C}$$

8.2.5.4. Acción térmica en las pilas

Para determinar la acción de térmica por temperatura, se utilizara lo indicado en el apartado 4.3.2 de la IAP-11 para considerar los efectos en las pilas, cuando puedan dar lugar a la aparición de reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en la propia pila.

Cuando las diferencias de temperatura puedan dar lugar a efectos significativos, se considerara, para las pilas de hormigón tanto huecas como macizas, una diferencia lineal de temperatura de 5°C entre caras externas opuestas. Para los tabiques de las pilas de hormigón huecas, se considerara además una diferencia lineal de temperatura entre las caras interna y externa de 15°C .

8.2.6. Carga de Oleaje (WAVE)

Las dos principales fuerzas del oleaje que actuaran sobre la estructura, son las fuerzas de arrastre y las fuerzas de inercia. Para el efecto de determinar la presión de oleaje sobre los pilotes, se usara las **recomendaciones prácticas para planificación, diseño y construcción de plataformas offshore- diseño por esfuerzos de trabajo (API WSD2000)**[7].

La fuerza de arrastre es debida a los efectos de la viscosidad del fluido. Este tipo de fuerza es comúnmente proporcional al cuadrado de la velocidad relativa de la partícula de agua, que es la diferencia entre la velocidad del fluido y la velocidad estructural.

- **Fuerza De Morison**

Para miembros estructurales con una relación pequeña entre su longitud significativa y la longitud de onda de la ola, se considera que el movimiento de la estructura no causa modificación en la forma de la ola. En este caso se puede utilizar la ecuación de Morison para determinar las fuerzas del oleaje sobre la estructura, siempre que nos encontremos en el siguiente rango de validez:

$$\frac{D}{\lambda} < 0.2$$

Dónde:

D: Longitud significativa del miembro estructural, siendo el diámetro en caso de las pilas.

λ : Longitud de onda de la ola.

En caso contrario, se producen cambios en la forma de la ola debido a los efectos de difracción que deberían ser tenidos en cuenta.

La ecuación de Morison es una fórmula de tipo semi - empírico, que representa la fuerza por unidad de longitud sobre las pilas verticales del puente en movimiento como la suma de las fuerzas de inercia y de arrastre. Su formulación es la siguiente:

$$F_{(x,z,t)} = c_m \frac{\rho \pi D^2}{4} \frac{\partial r}{\partial t} + \rho A \frac{\partial u}{\partial t} + c_d \frac{\rho D}{2} r |r|$$

Dónde:

r: velocidad relativa horizontal entre fluido y estructura $r=u-u_s$

$\frac{\partial r}{\partial t}$: Aceleración relativa horizontal entre fluido y estructura

ρ : Densidad del agua (1024kg/m³)

D: Diámetro del pilote (1.65m)

A: área de la sección de la pila vertical

C_m : coeficiente de inercia debido a la masa hidrodinámica.

C_d : coeficiente de arrastre.

El coeficiente de inercia se toma $c_m=1$ para una sección circular de la pila. El coeficiente de arrastre depende del número de Reynolds y del número de Keulegan-Carpenter y una buena estimación para una sección circular es $c_d=1.25$. En la siguiente figura se ilustra el diagrama de presión por oleaje en las pilas.

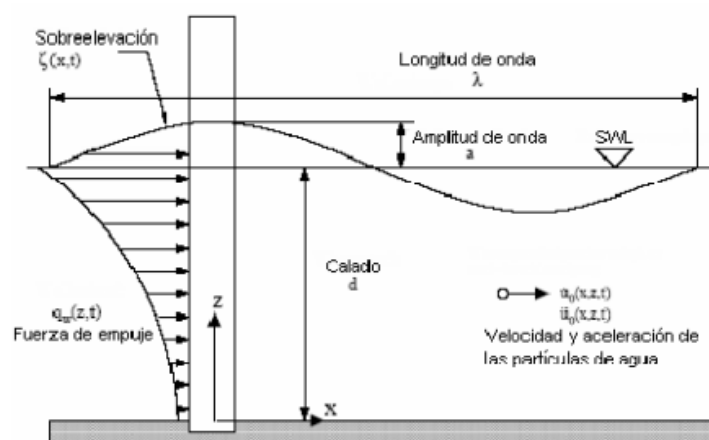


Fig 27 Fuerza del oleaje sobre una pila (Fuente: API WSD2000)

El nivel máximo de la marea alta, conforme a los estudios hidráulicos del río Daule, es que este fluctuara en la cota +2.80msnm, y el Datum de referencia del lecho del río en la cota -5.00msnm, tal como se presenta en la figura 28. En función de este diagrama de carga, se ingresara al modelo a realizarse en el SAP2000 v19.2.1 para que sea calculado de forma automatizada.

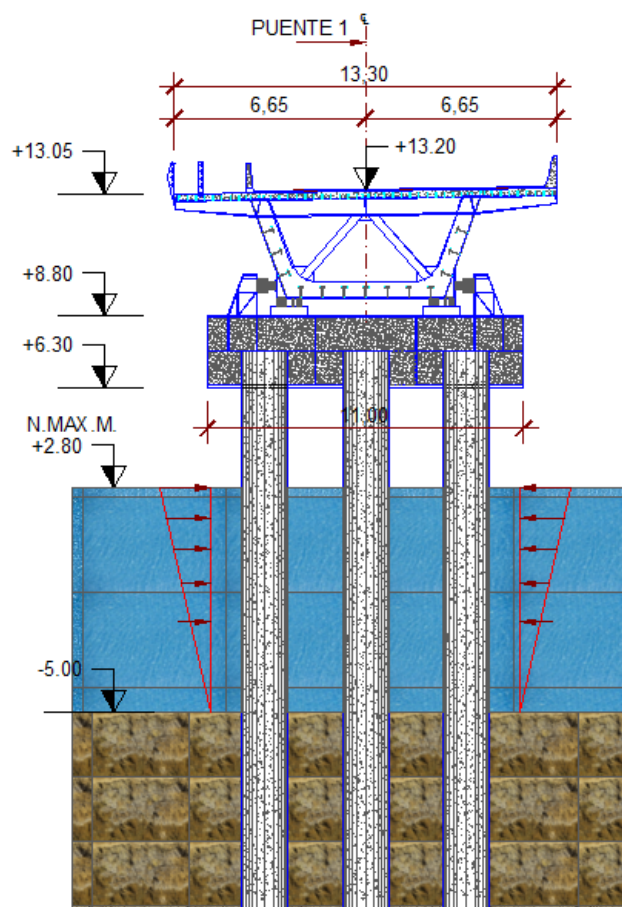


Fig 28 Ubicación de la presión de ola en las pilas del puente (Fuente: Elaboración propia)

8.3. CARGAS ACCIDENTALES

Las cargas accidentales que determinan nuestro diseño del puente, es la carga sísmica, para lo cual se elaborara el espectro de diseño planteado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS.

8.3.1. Carga Sismo (Sentido X o Y)

Para el análisis sísmico se consideraron los procedimientos y requisitos exigidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS, en la elaboración del espectro de respuesta elástico correspondiente a un oscilador lineal simple, teniendo como expresión general la siguiente ecuación:

$$S_v^r(T, \xi) = \max_t \left[-\int_0^t a(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega \cdot (t-\tau)} \cdot \cos \omega(t-\tau) \cdot d\tau + \xi \cdot \omega \cdot x(t) \right]$$

Para el análisis, se utilizó el procedimiento dinámico; el cual está representado para un sismo con una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años; por tal razón se determinó un espectro elástico de respuesta para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.

A continuación se presenta las abscisas y ordenadas, correspondientes al periodo (T) y aceleración (Sa) del espectro de respuesta inelástico con un amortiguamiento modal del 5%, simulado para el espectro del sismo de diseño de la norma NEC-SE-DS:

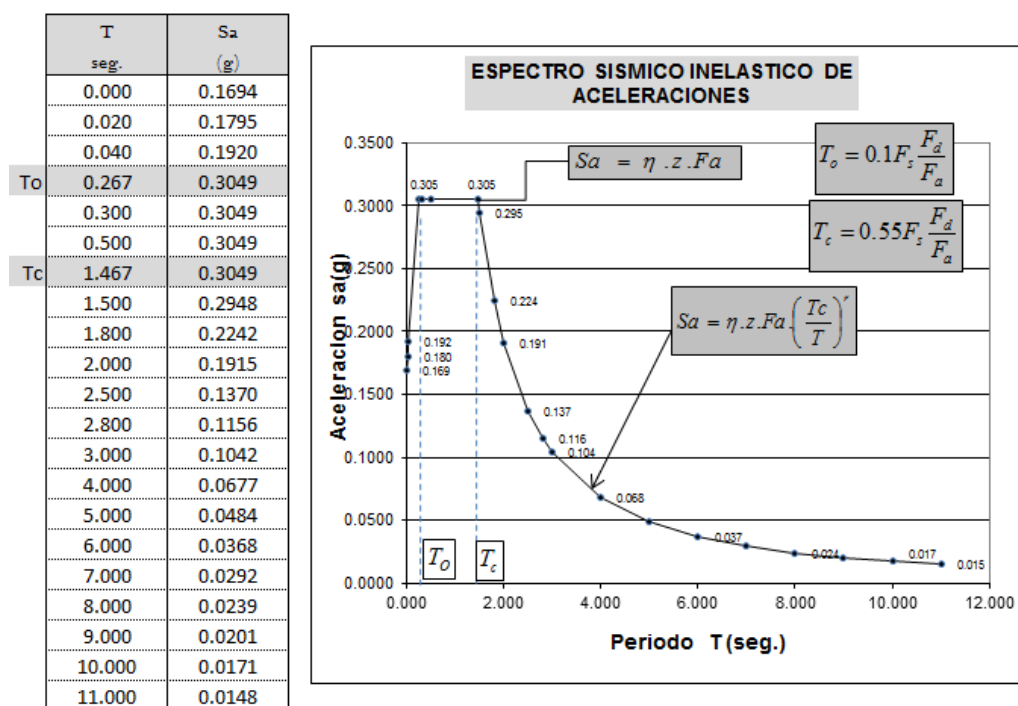


Fig 29 Espectro Inelástico de la norma para un 5% ξ del crítico (Fuente: Elaboración propia)

El factor de aceleración que se ingresara al modelo, será el valor de la gravedad (9.81m/seg^2), que se multiplicara con las ordenadas **Sa** del espectro inelástico de la norma presentado en la figura 19 para la acción en el sentido principal de análisis, y en el otro sentido perpendicular a este, será 1/3 de la gravedad y viceversa.

9. PROCESO CONSTRUCTIVO DE PUENTES EMPUJADOS

9.1. BREVE RESEÑA HISTORICA

Como reseña histórica, el primer lanzamiento de puente se realizó en el año 1959 para la construcción del puente sobre el río Ager (Austria). Este consistió en fabricar dovelas cortas en un parque de fabricación para posteriormente empujarlas una a una sobre un cimbrado provisional hasta su posición final, donde eran unidas. Este primer proceso realizado de construcción y montaje del tablero si bien tuvo buenos resultados, se vio que no era necesaria la cimbra provisional y podía lanzarse el dintel entero aprovechando su capacidad resistente a flexión.[8] la aplicación de lanzar un puente por primera vez sin el apoyo de la cimbra y solo con su resistencia a flexión de la sección del tablero, fue en el año 1964 para la construcción del puente sobre el río Caroní (Venezuela), donde se construyó la superestructura del puente en uno de los márgenes del río y se lanzó entera. Para ello dispusieron pilas auxiliares que redujeran la luz a salvar, una nariz de lanzamiento que aligerara la parte en voladizo y un pretensado exterior centrado[9].

9.2. TECNICAS PARA DISMINUIR PROBLEMAS DE FLEXION DURANTE EL EMPUJE

De acuerdo a las últimas técnicas avanzadas de construcción para el montaje de tableros actuando en voladizo durante la fase de empuje desde uno de sus estribos, y para disminuir los problemas de resistencia a flexión de la sección del tablero, existen los siguientes métodos[10].

- Por pico de lanzamiento
- Por pilares auxiliares
- Por torres de atirantamiento

En base a uno de estas técnicas, se disminuyen los problemas de resistencia de la sección del tablero, principalmente porque la ley de momentos flectores valores formidables cuando el tablero este comportándose como una viga en voladizo durante su fase de empuje.

9.2.1. Pico de lanzamiento

Comprende una viga metálica ligera que se instala en el frente de la sección de lanzamiento para reducir el peso del tramo. Se utiliza especialmente en el lanzamiento de superestructuras pesadas de hormigón. En ciertos casos su longitud puede llegar a ser próxima a la luz del vano[11].



Fig 30 Puente de hormigón con nariz de lanzamiento y sistema de apoyo frontal (Fuente: Tesis Iván Canteros 2016[12])

9.2.2. Pilares auxiliares

Los pilares auxiliares o provisionales, permiten reducir la luz del puente durante la fase de lanzamiento del tablero para reducir el valor de la ley de momentos flectores. Su uso generalmente es para estructuras de tableros metálicos y mixtas y con luces que superan los 60m, debiendo la sección ser auto resistente para las luces entre apoyos[13][12].



Fig 31 Pilares auxiliares del viaducto sobre el Rio Ulla (Fuente: Congreso de ACHE 2013[8])

9.2.3. Torres provisionales de atirantamiento

La técnica es para eliminar los problemas de la ley de flectores y al igual que los pilares auxiliares, también se pueden instalar torres atirantadas para reducir los esfuerzos máximos sobre la sección apoyada adyacente al tramo en voladizo[14].

El atirantamiento de la torre se activa por medio de gatos verticales situados bajo la torre central. Para controlar la ley de momentos flectores en el dintel, la carga del gato es máxima cuando un vano completo está en voladizo, y se anula cuando la torre está en el centro de la luz. En situaciones intermedias, la secuencia de cargas en los gatos varía con el fin de optimizar la ley de momentos flectores del dintel[15].



Fig 32 Torre de atirantamiento provisional y detalle de apoyo de la torre (Fuente: A. Aparicio[16])

9.3. SISTEMA DE GATOS HIDRAULICOS EMPLEADOS EN EMPUJES

En la actualidad, varias empresas han modernizados los sistemas de gatos hidráulicos para los lanzados de los puentes durante la construcción, aquí presentamos tres tipos de gatos que se han empleado para realizar los lanzamientos de algunos puentes.

- Sistema hidráulico por lanzamiento incremental Serie ISL.
- Sistema hidráulico de lanzamiento barra de cables.
- Sistema hidráulico de lanzamiento mediante rozamiento.

9.3.1. Lanzamiento incremental serio ISL

Este sistema emplea un conjunto de gatos hidráulicos que se ubican en todos los apoyos fijos o provisionales del puente, para elevar y trasladar las dovelas del tablero simultáneamente.

Este sistema de gatos hidráulicos es capaz de controlar el desplazamiento de múltiples soportes de puentes y otras estructuras de vigas similares, logrando un posicionamiento preciso en la corrección horizontal, elevación vertical y empuje longitudinal. El sistema ILS es hoy en día la mejor solución integrada y eficiente para unir proyectos adaptados al método de lanzamiento incremental.

El sistema KATTOR ILS consiste en un sistema mecánico, sistema hidráulico y sistema de control PLC. El sistema ILS tiene un plano de deslizamiento incorporado, que reduce de manera efectiva la fricción durante el proceso de lanzamiento, alivia la carga horizontal excesiva en los pilares del puente y realiza una operación de auto equilibrado. Además, también puede ahorrar mucho el costo de la viga de deslizamiento, mejorar considerablemente la eficiencia de la construcción y garantizar de manera efectiva la seguridad.

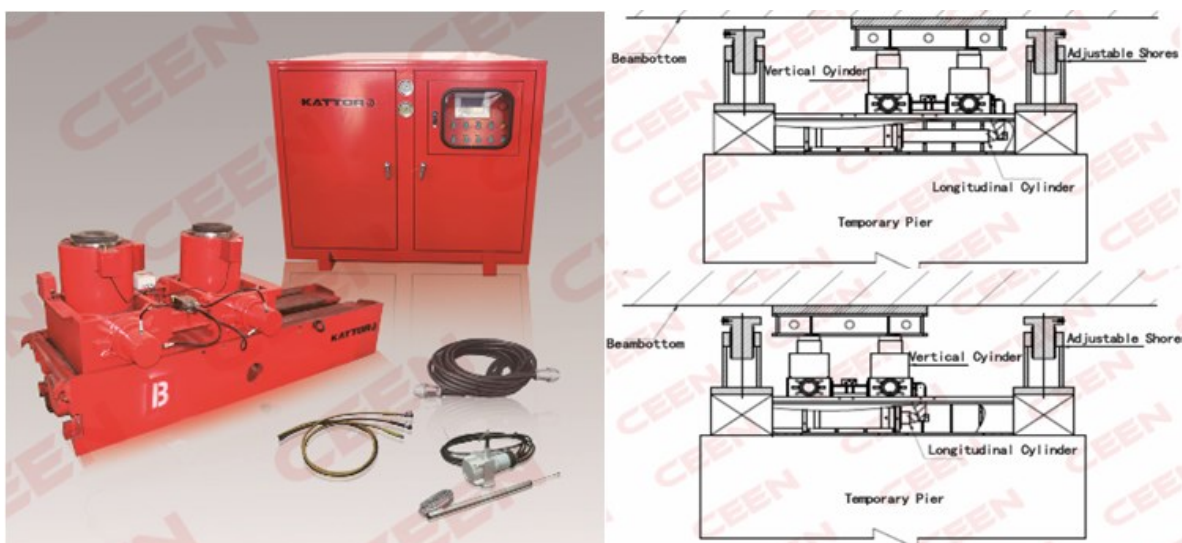


Fig 33 Gato hidráulico ISL para lanzamiento incremental (fuente: CEEN-China Engineering Equipment Network)

9.3.2. Lanzamiento barras de cables

La técnica de elevación de la barra de cable se origina en el principio de tensado de hormigón. Un cable puede considerarse un cabrestante lineal. En un conector de hilo, un haz de cables o hebras de acero que son guiados a través de un cilindro hidráulico; arriba y debajo del cilindro hay sistemas de anclaje con cuñas que sujetan el haz de hebras. Al arrastrar el cilindro hacia adentro y hacia afuera mientras los agarres se acoplan a los anclajes, se logra un movimiento de elevación o descenso de la estructura del puente.

El movimiento de los cilindros es impulsado por paquetes de potencia hidráulica. Pueden ser eléctricos o diésel. Algunas empresas poseen sofisticado programa de software SCC que sincroniza el movimiento de las tomas de cable y ajusta el movimiento a las cargas por punto de elevación.

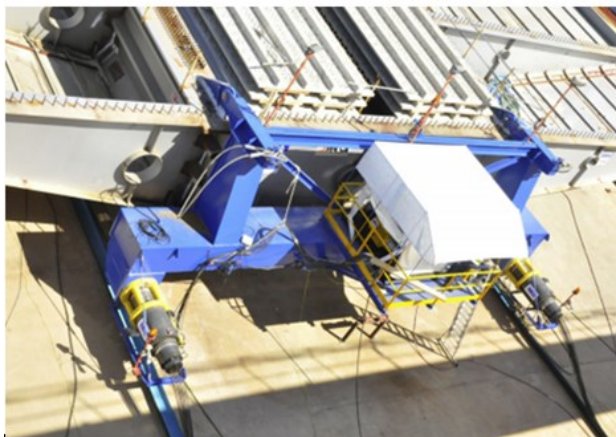


Fig 34 Gato hidráulico para tiro de barra, desde una percha de empuje y anclaje pasivo desde el estribo del puente (fuente: A. Aparicio[17]).

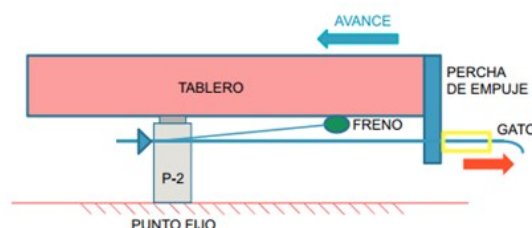


Figura 8. Esquema del sistema de empuje y retenida.

9.3.3. Lanzamiento mediante rozamiento

El sistema de empuje principal empleado para el desplazamiento del tablero, también llamado **Pulling Jack** con equipos de gatos de fricción ubicados en la parte inferior de la sección cajón de los puentes. Estos equipos siempre trabajan mediante la acción de gatos horizontales sobre otro gato vertical que se sitúa sobre una chapa de acero inoxidable y teflón[10]. Los gatos horizontales se referencian en su parte trasera en unos bloques de hormigón cuya misión es dotar de reacción al sistema durante el empuje y servir a su vez de punto fijo del tablero en las fases posteriores al empuje. El paso del tablero sobre las pilas se hace mediante unos apoyos deslizantes provisionales de acero inoxidable y almohadillas de neopreno teflón. Adicionalmente, en las pilas se disponen de guías laterales con la misión de ayudar a que el tablero en su avance describiera el trazado en planta previsto. En la zona del parque de prefabricación, las dovelas se deben apoyar sobre unas chapas metálicas que deslizaban sobre unos patines de acero inoxidable sobre las que se disponen una lámina de deslizamiento de teflón con objeto de minimizar los rozamientos. A continuación se muestra en la figura 35, sendas imágenes correspondientes al detalle de apoyo del tablero en los patines arriba y el sistema de empuje principal mediante gatos de fricción abajo.

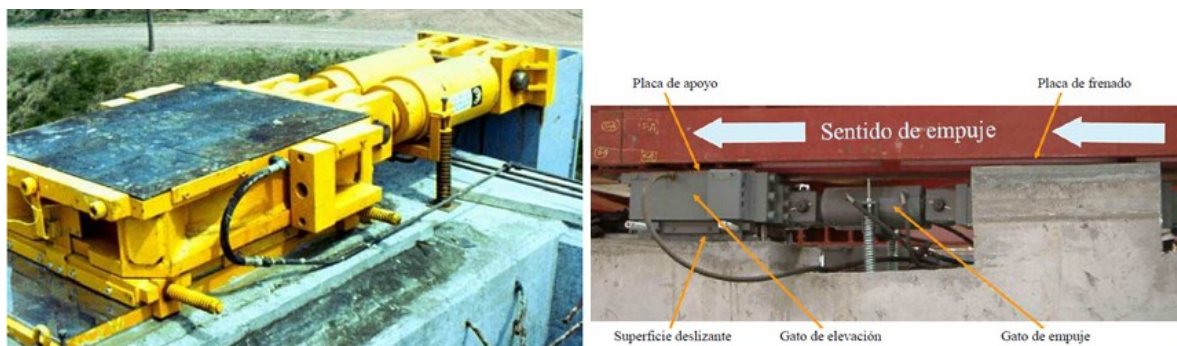


Fig 35 Esquema del sistema de empuje y retenida, los gatos se ubican en la percha de empuje[12]

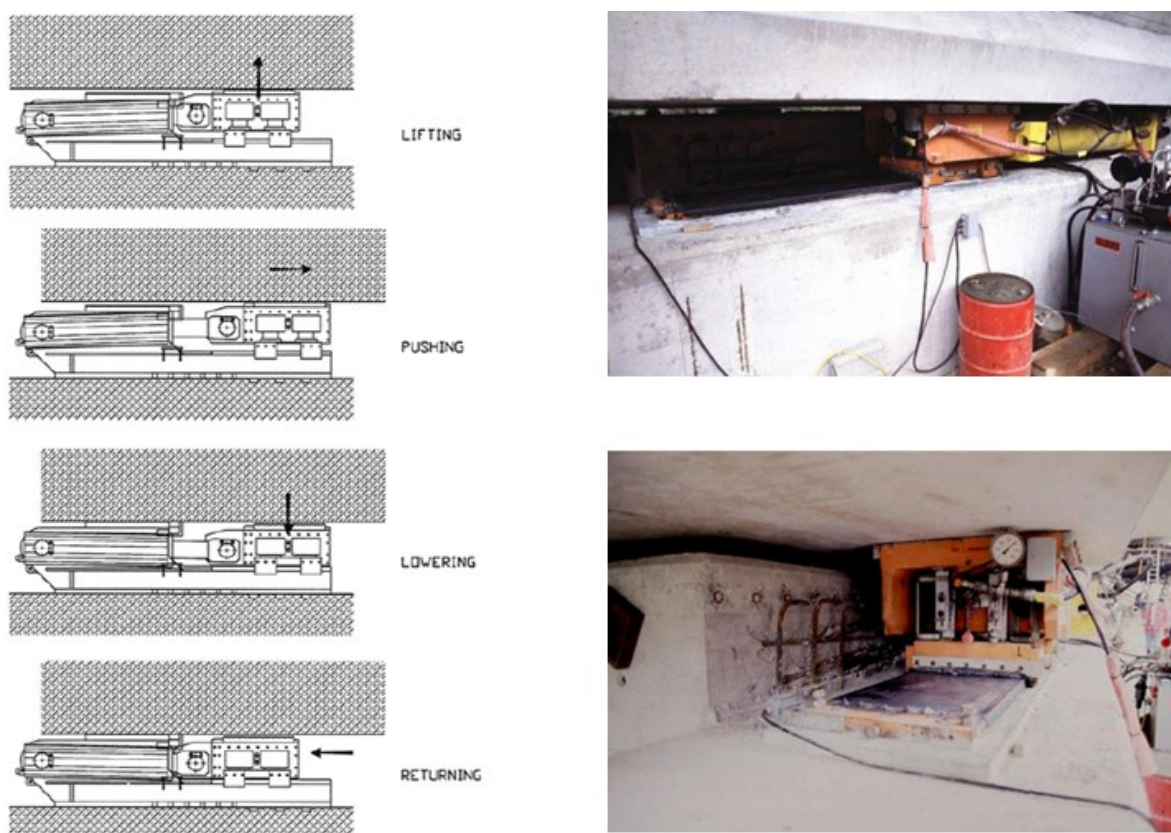


Fig 36 Esquema de empuje de los gatos por fricción [12]

9.4.APOYOS DESLIZANTES

Los apoyos deslizantes son apoyos especiales que se utilizan exclusivamente para el lanzamiento y se reemplazan al final del procedimiento por apoyos definitivos, o según la conveniencia, se pueden agregar a los apoyos definitivos un nivel deslizante exclusivamente para realizar el lanzamiento. Los apoyos existirán en

todo lugar donde la superestructura tenga contacto, ya sea contacto en las pilas o en los estribos.

Estos apoyos pueden estar formados por un bloque de concreto fuertemente armado de 15 a 35cm de espesor y perfectamente nivelado, sobre el que se asienta una chapa de acero inoxidable especial tensada. Sobre esta chapa se disponen unas almohadillas de neopreno-teflón de 10 a 13mm de espesor (Fig.37). Estos espesores dependerán de las secciones a lanzar debido a la carga vertical a soportar.

Estos apoyos compuestos son una alternativa bastante utilizada en vez de los apoyos de rodillos, debido a su poca fricción al lanzamiento y a su excelente distribución de las cargas verticales.

La parte de neopreno va en contacto con el concreto de la losa inferior y la de teflón con el acero inoxidable. En su movimiento, el puente arrastra la almohadilla hacia adelante hasta que la expulsa y puede volver a introducirse por detrás.

Debe existir un gran cuidado en que el rozamiento no afecte a la pila durante el lanzamiento, debido a que la fuerza de rozamiento actúa como una fuerza horizontal sobre la pila, pudiendo hacer colapsar a la pila debido a pandeo. Para reducir al máximo el rozamiento, se debe lubricar muy bien la superficie que se va a empujar, principalmente con grasa especial a la chapa metálica inferior del dintel (en caso de Puente Mixto) y a la vez, untar las almohadillas con silicona procurando de mantenerlas limpias de polvo o cualquier suciedad; logrando con esto, llegar a un rozamiento constante de 1%.

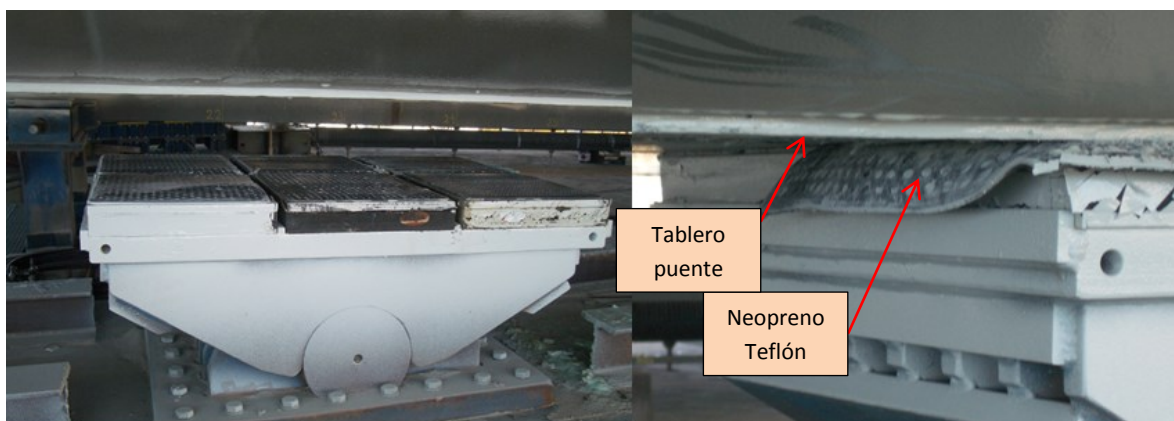


Fig 37 Balancines Rotulados Longitudinales con almohadillas de Neopreno-Teflón (fuente: A. Aparicio[17])

10. MODELO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Esto comprende el análisis matricial tridimensional de la estructura, considerando modelos de los distintos ejes que comprenden la estructura resistente, tomando en cuenta las condiciones de apoyos, las formas de los elementos (pilotes, dinteles y tablero), con su área e inercia asociadas. Además de las correspondientes estados de cargas actuantes en la estructura.

Para el efecto, se utilizó el programa de análisis y diseño estructural SAP2000 v19.2.1, el cual permite modelar el comportamiento de la estructura bajo la acción de los diferentes combinaciones de estados de cargas a diseñar. Este programa se basa en la utilización del elemento tipo barras y elementos finitos de seis grados de libertad por nodo.

Por otra parte, determinar el adecuado dimensionamiento de la superestructura e infraestructura del puente se realizó cuatro modelos estructurales; el primero y segundo mediante elementos tipo frame y cable, para simular el proceso de su construcción mediante lanzamiento del tablero, un tercer modelo del puente completo conformado por elementos tipo frame en donde ya se incluirán todas las acciones de carga de este, y el último modelo conformado por elementos Shell, de los tres primeros vanos del tablero, para determinar los esfuerzos transversales que se generan perpendicular a la luz del tablero con todas las acciones de cargas.

10.1. MODELO ESTRUCTURAL CONDICIÓN CONSTRUCCIÓN

El procedimiento de construcción para el montaje del tablero del puente sobre las pilas, consistirá en un sistema de lanzamiento de este desde unos de sus estribos mediante el accionar de un sistema hidráulico y al sistema de apoyo provisional móvil ubicado en cada pila. A continuación se presenta las componentes principales que definen el sistema del proceso de fabricación y construcción del puente.

10.1.1. Parque de fabricación

El parque de fabricación es la estructura auxiliar que conecta a los estribos del futuro puente a distancia de una sección. En esta zona será el área en la cual la resistencia del terreno colabora con el proceso de empuje y se realizara el proceso de construcción de las secciones del puente a lanzar, donde se realizara las actividades de encofrado de la losa, de colocación del perfil del cajón metálico del tablero y de ubicación de los sistemas hidráulicos desde uno de sus estribos.

El proceso constructivo de la superestructura del puente, comprende un sistema de lanzamiento mediante el accionar de gatos hidráulicos a ubicarse en el estribo E1

de la margen de Guayaquil del río Daule. El lanzamiento planteado para nuestro diseño en su construcción, será enviar el perfil cajón metálico sin la losa de hormigón aun concretada en una luz de 65m, la cual actuara como la viga de pico de lanzamiento, más una torre metálica que cumplirá la función de servir para los cables que son los que controlaran los niveles de desplome del pico de lanzamiento una vez que esta ingrese a comportarse en voladizo durante el lanzado y el otro tramo consecutivo con una sección mixta de una luz de 85.35m. En la figuras 38 y 39, se describe en perfil e isométrico el parque de lanzamiento planteado para el proyecto.

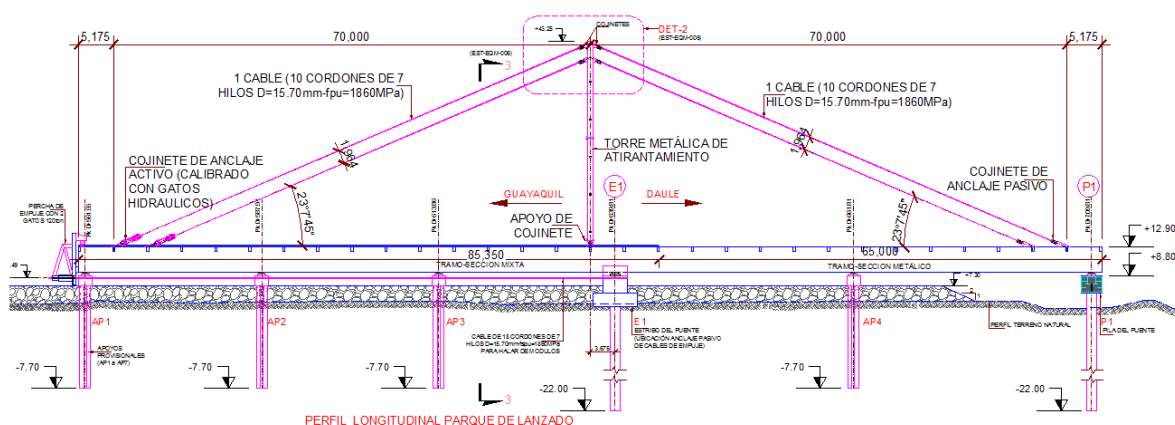


Fig 38 Elevación del parque de lanzamiento de la superestructura (Fuente: Elaboración propia)

El parque de fabricación y lanzamiento comprenderá fabricar los tramos del puente apoyado sobre el estribo E1 y sobre la pila P1, más 4 apoyos provisionales (AP1 a AP4) los cuales una vez concluido el lanzado del último tramo del tablero del puente deberán ser derrocadas para proceder a construir los accesos al puente.

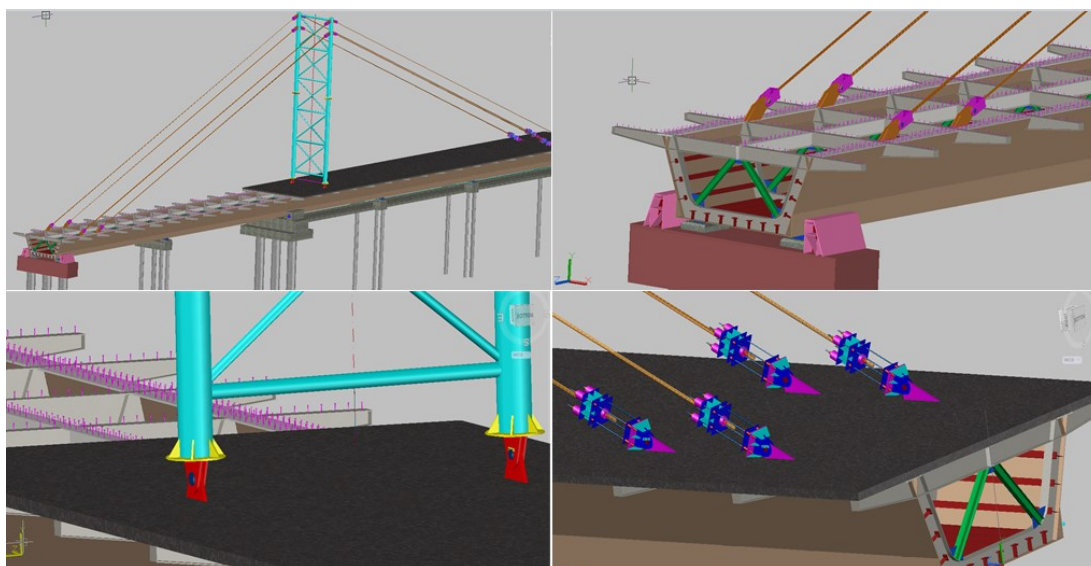


Fig 39 Isométrico parque de lanzamiento (Fuente: Elaboración propia)

10.1.2. Empuje mediante gatos hidráulicos

El sistema de lanzamiento a plantearse en nuestro diseño, será compuesto por cables de cordones $\varnothing 15.7\text{mm}$, conformado por 7 hilos el cual deberá ser pretensado a través de gatos hidráulicos huecos ubicados en una percha metálica que realizara la fase de empuje al tablero, y del otro extremo de los cables estos se ubicaran en el estribo E1 su anclaje pasivo, y para facilitar el deslizamiento del puente se plantea la construcción temporal de un sistema de monorrieles comprendido desde las abscisas del proyecto vial de Pk 0+555.96 a 0+639.81.

Una de las ventajas del sistema de empuje planteado es que a través de este sistema se mejora el rendimiento de construcción y montaje del tablero, ya que nuestro diseño posee una extensión de los vanos de 80m de luz, pudiendo estos gatos lanzar 1.00m de tablero con cada accionar de estos. En la siguiente figura se ilustra el esquema del sistema planteado.

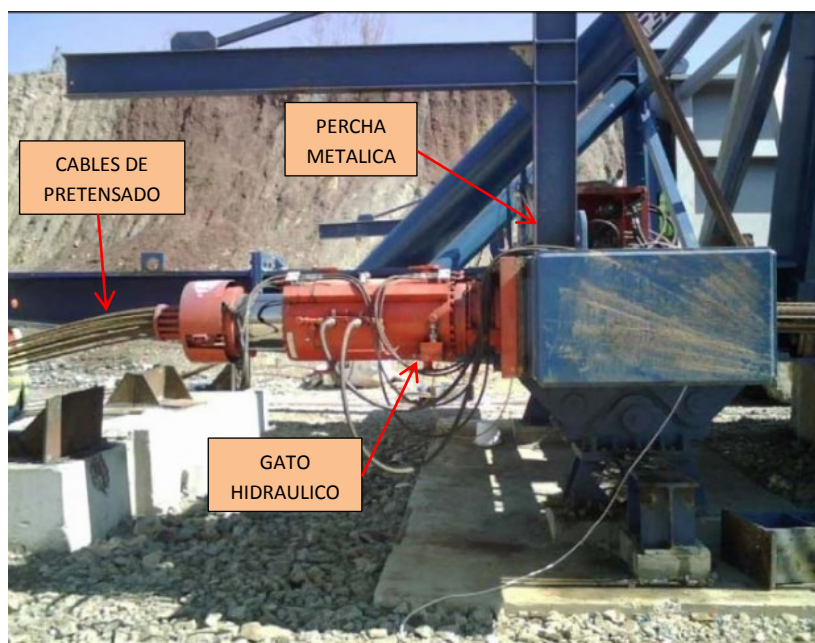


Fig 40 Ilustración de la percha metálica con los gatos y cables de pretensado para empuje del tablero (Fuente: Oscar Ramos 2010)

Para evitar posible deslizamiento excesivo del puente durante el lanzamiento, la percha metálica deberá contar con un sistema de bloqueo al tablero y frenado de las ruedas con los monorrieles y así evitar este probable inconveniente durante su ejecución.

10.1.3. Sistema de torres provisionales

Para realizar el sistema de lanzamiento y disminuir la ley de flector cuando el tablero de composición mixta se encuentre en voladizo, y por nuestra luz de 80m, el sistema adecuado es el de torres provisionales que se instalaran como torres atirantadas para reducir los esfuerzos máximos sobre la sección apoyada adyacente al tramo en voladizo durante el procedimiento de lanzado.

En la cabeza de la torre se conectan los cables de acero que a su vez se van conectando a las primeras secciones que se encontraran en voladizos del tablero al momento del lanzamiento, y las secciones por detrás de la torre a una distancia de las secciones delanteras formando un atirantamiento de cables abatidos en abanico y de forma simétrica para que logre trabajar solo en axial.

Este mecanismo trabaja como un 'pretensado exterior que se ocupa de minorar los momentos flectores por peso propio y los esfuerzos producidos al ingresar las primeras secciones a la pila. Para lograr el atirantamiento de los cables de la torre, esta debe contar en un extremo de los cables con un sistema de tensores hidráulicos que cumple la función de regular y controlar el nivel de elevación y declinación del tablero al momento de comportarse como un voladizo durante el lanzamiento y de asegurar ganar nivel para poder montar la sección del tablero cuando se aproxime a cada pila.

La torre debe en su apoyo inferior estar articulada y de uno de los extremos del cable ubicarse los gatos, tal como se ilustra en la figura 41 donde se muestra nuestro diseño de torre con un alto de 29.25m, debiendo estos cumplir con lo siguiente:

- Variar la tensión de los cables.
- Variar los esfuerzos de la secciones en voladizo disminuyendo los momentos flectores.
- Disminuir la flecha de flexión en voladizo.
- Calibrar la cota de llegada a cada apoyo de neopreno teflón.

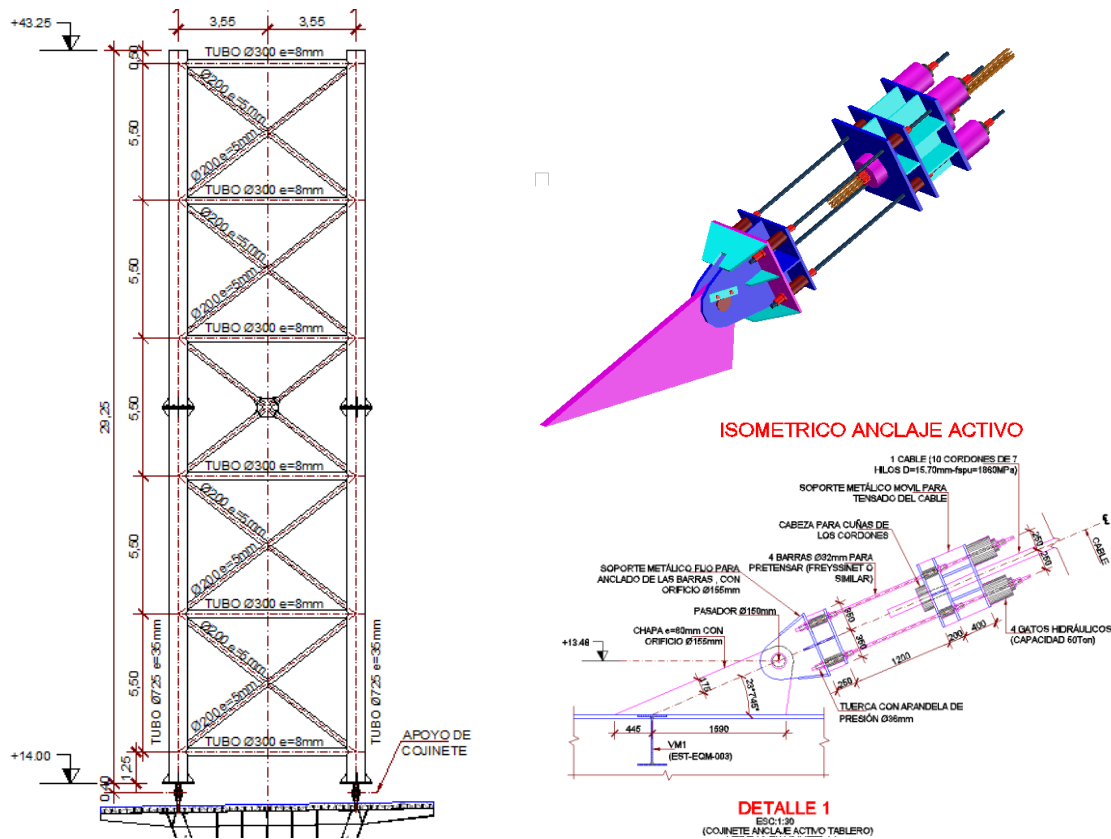


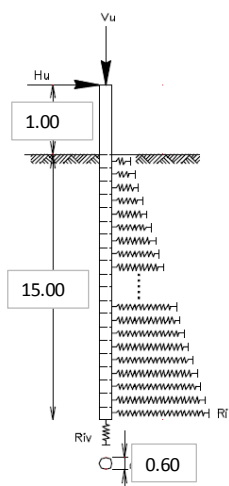
Fig 41 Tipología y configuración estructural de los elementos de la torre de atirantamiento y del sistema de apoyo hidráulico de los cables de atirantamiento (Fuente: Elaboración propia).

10.1.4. Sistema de torres provisionales

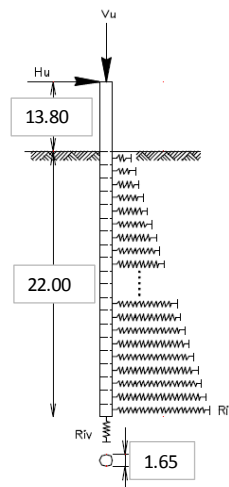
Para simular los apoyos de los pilotes para el modelo estructural a realizarse en SAP2000, se determinó sus condiciones de apoyos mediante resortes tipo spring, para simular la interacción suelo estructura, a continuación en la siguiente tabla se presentan los valores de la rigidez de coeficiente de balasto de los resortes para ingresar al modelo, obtenidos de los parámetros geotécnicos indicados por el estudio geotécnico del proyecto[3].

Tabla XV Rigidez del coeficiente de balasto en pilas provisionales (Fuente: Elaboración Propia)

ANALISIS DE PILOTES PROVISIONALES AP1 Y AP4						
RIGIDES ELASTICA DE LOS PILOTES (BALASTO) EN SUBSTRATO DE ARENA						
Diametro de Pilotes:	D=0.60m					
Resistencia Punta de Pilote:	Qa=250.00Ton/m ²					
COTA	Profundidad (m)	Kv (Ton/m ³)	Kh (Ton/m ³)	Area (m ²)	Rigidez de Resortes	
					Rv (ton/m)	Rh (ton/m)
7.3	0	0	0	0.00	0	0
5.425	1.875	1563	391	1.77	2761	690
3.55	3.75	3125	781	1.77	5522	1381
1.675	5.625	4688	1172	1.77	8283	2071
-0.2	7.5	6250	1563	1.77	11045	2761
-2.075	9.375	7813	1953	1.77	13806	3451
-3.95	11.25	9375	2344	1.77	16567	4142
-5.825	13.125	10938	2734	1.77	19328	4832
-7.7	15	12500	3125	1.77	22089	5522


Tabla XVI Rigidez del coeficiente de balasto en pilas provisionales (Fuente: Elaboración Propia)

ANALISIS DE PILOTES DE DISEÑO P1 A P5						
RIGIDES ELASTICA DE LOS PILOTES (BALASTO) EN SUBSTRATO DE ARENA						
Diametro de Pilotes:	D=1.60m					
Resistencia Punta de Pilote:	Qa=2790.00Ton/m ²					
COTA	Profundidad (m)	Kv (Ton/m ³)	Kh (Ton/m ³)	Area (m ²)	Rigidez de Resortes	
					Rv (ton/m)	Rh (ton/m)
-5	0	0	0	0.00	0	0
-7.125	2.125	70000	17500	5.34	373850	93462
-9.25	4.25	140000	35000	5.34	747699	186925
-11.375	6.375	210000	52500	2.00	420581	105145
-13.5	8.5	280000	70000	2.00	560774	140194
-15.625	10.625	350000	87500	2.00	700968	175242
-17.75	12.75	420000	105000	2.00	841161	210290
-19.875	14.875	490000	122500	2.00	981355	245339
-22	17	560000	140000	2.00	1121549	280387



A continuación se presentan las imágenes del modelo de la tipología estructural planteada del tramo de tablero de la superestructura para verificar los esfuerzos internos durante su lanzamiento.

10.1.5. Modelo 1

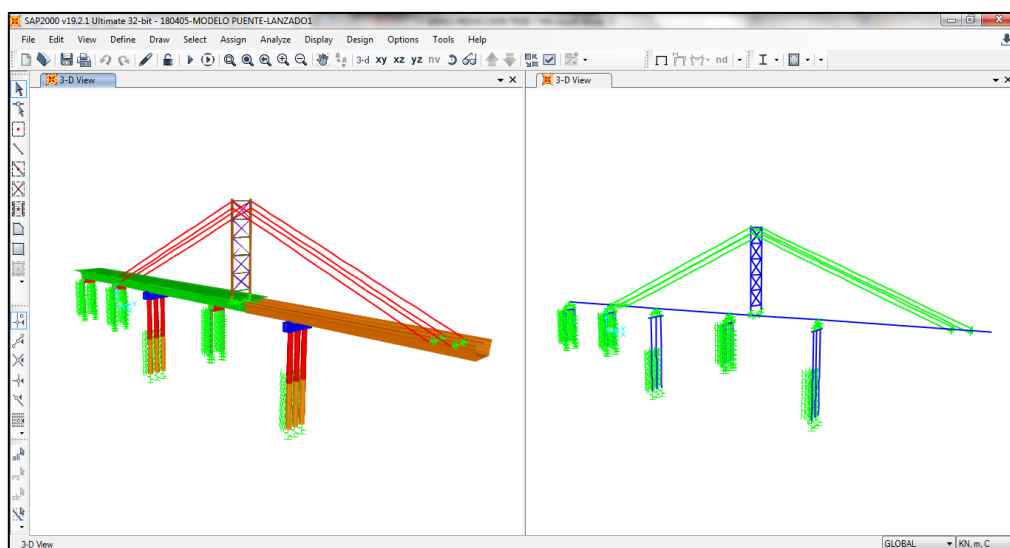


Fig 42 Modelo 1 en SAP2000, primer tramo de lanzado en voladizo de $L=52\text{m}$ (Fuente: Elaboración propia)

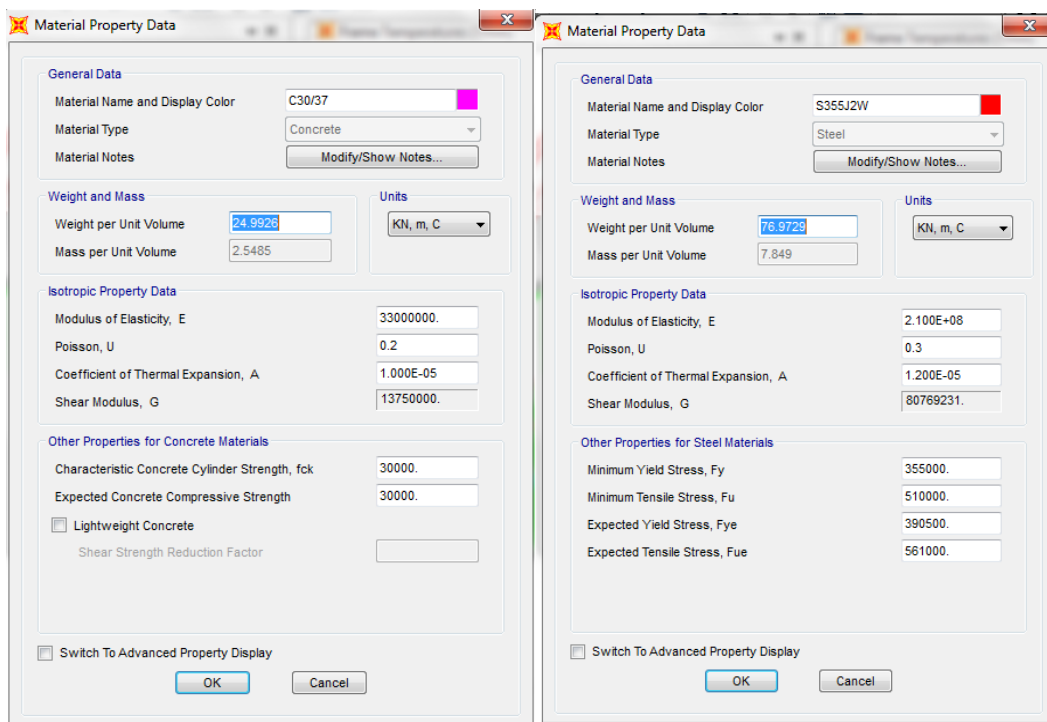


Fig 43 Modelo 1 en SAP2000, definición de los materiales de hormigón $f_{ck}=30\text{MPa}$ y acero estructural S355 J2W (Fuente: Elaboración propia).

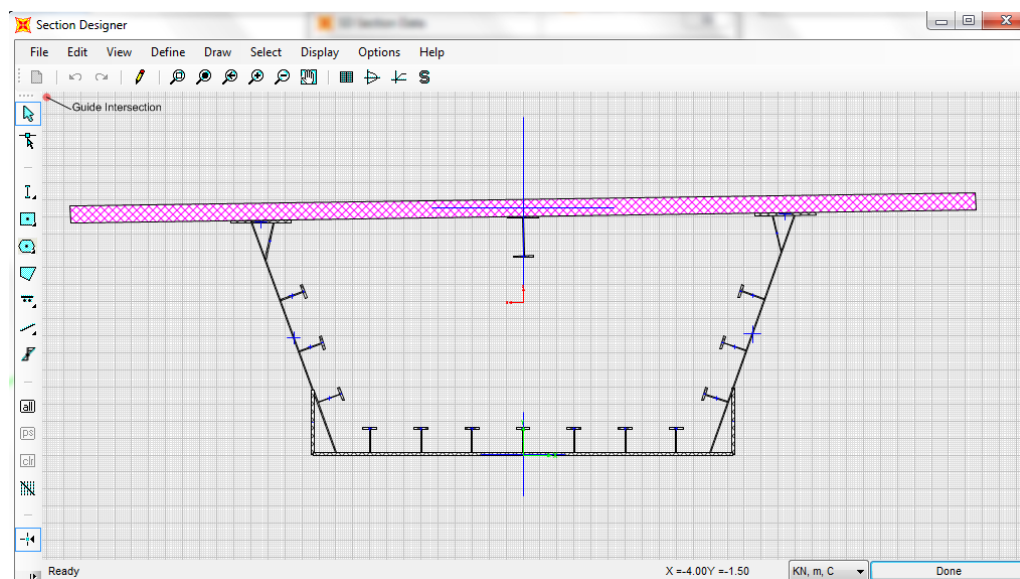


Fig 44 Modelo 1 en SAP2000, ingreso de la sección mixta de la superestructura
(Fuente: Elaboración propia).

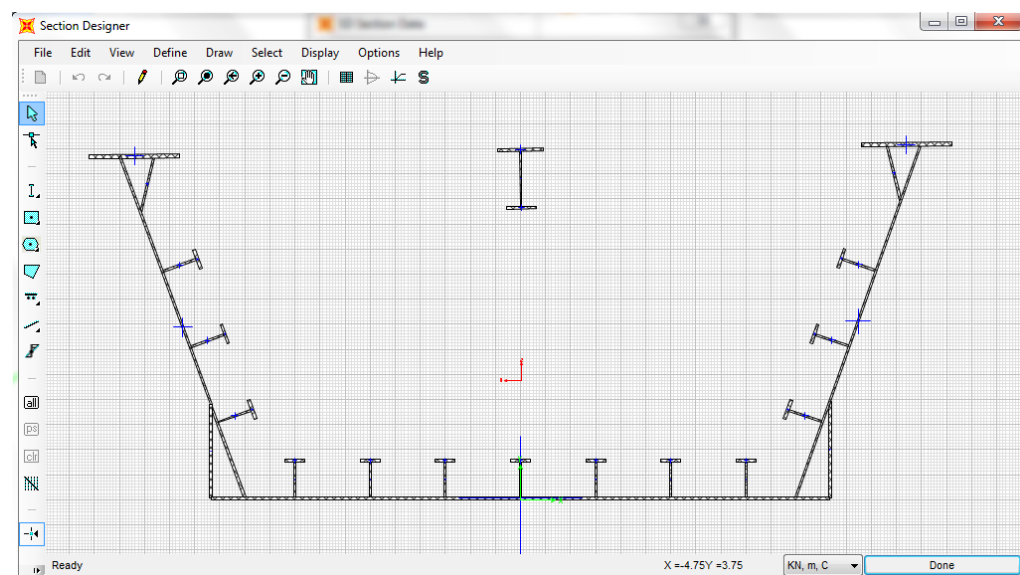


Fig 45 Modelo 1 en SAP2000, ingreso de la sección cajón metálica, como viga de pico de lanzamiento de la superestructura del puente durante la etapa de lanzamiento
(Fuente: Elaboración propia).

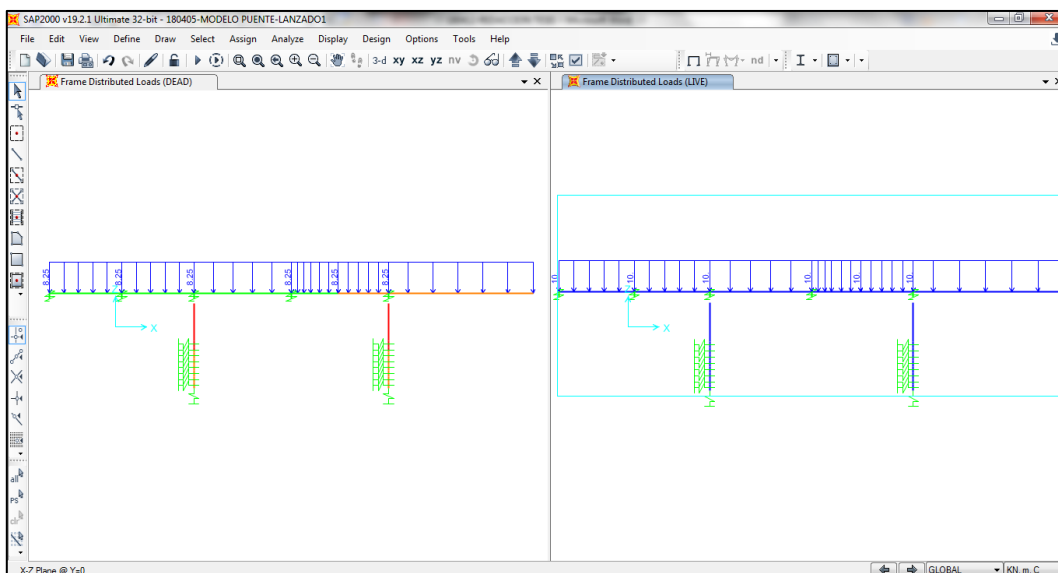


Fig 46 Modelo 1 en SAP2000, primer tramo de lanzado, ingreso de la carga peso propio correspondiente a los arriostres internos del cajón metálico 8.25kN/m, y la carga viva durante montaje 10kN/m (Fuente: Elaboración propia).

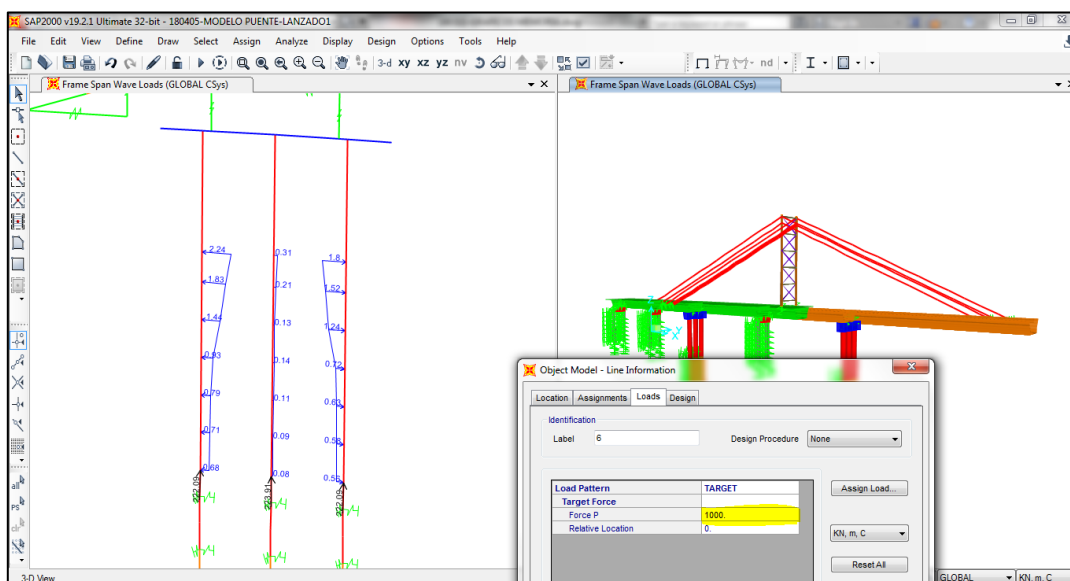


Fig 47 Modelo 1 en SAP2000, primer tramo de lanzado, ingreso de la carga de oleaje sobre los pilotes, y carga de tensión en cada cable de 1000kN para el lanzamiento en volado de L=52.00m (Fuente: Elaboración propia).

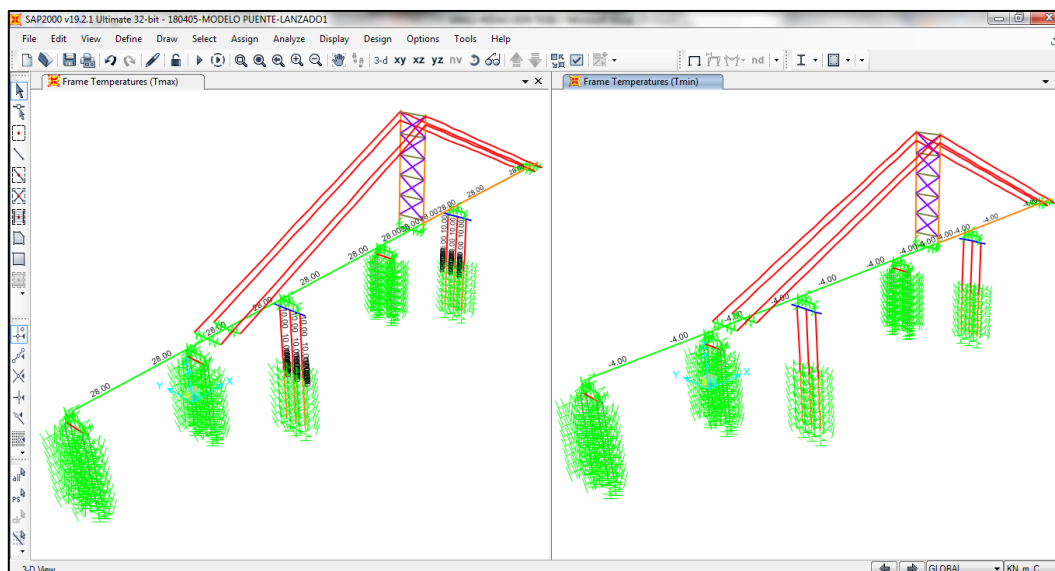


Fig 48 Modelo 1 en SAP2000, primer tramo de lanzado, ingreso de la carga de temperatura de expansión $T=28^{\circ}\text{C}$ en tablero y en pilotes de $T=10^{\circ}\text{C}$, y carga de temperatura de contracción $T=-4^{\circ}\text{C}$ para el tablero, para lanzamiento en volado $L=52.00\text{m}$ (Fuente: Elaboración propia).

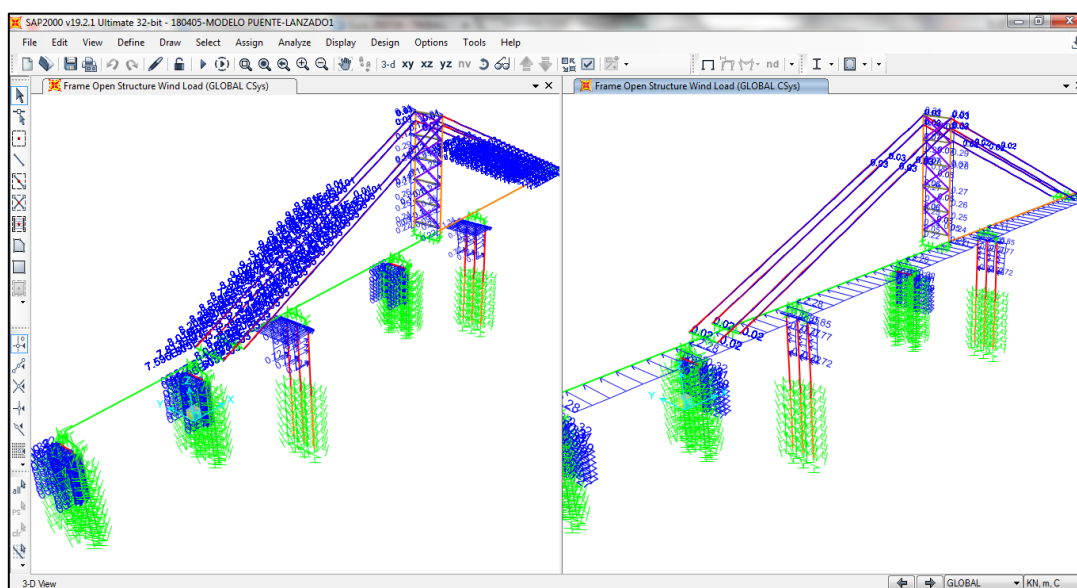


Fig 49 Modelo 1 en SAP2000, segundo tramo de lanzado, ingreso de la carga de viento para una velocidad básica de 26m/seg , en los sentidos globales X y Y del modelo (Fuente: Elaboración propia).

10.1.6. Modelo 2

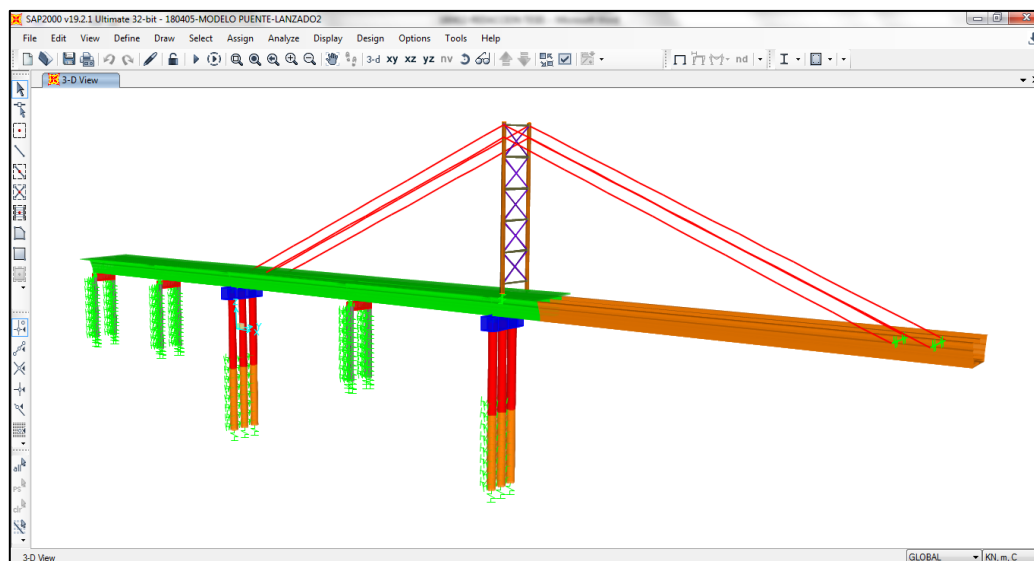


Fig 50 Modelo 2 en SAP2000, primer tramo de lanzado en voladizo de $L=79.50\text{m}$ (Fuente: Elaboración propia).

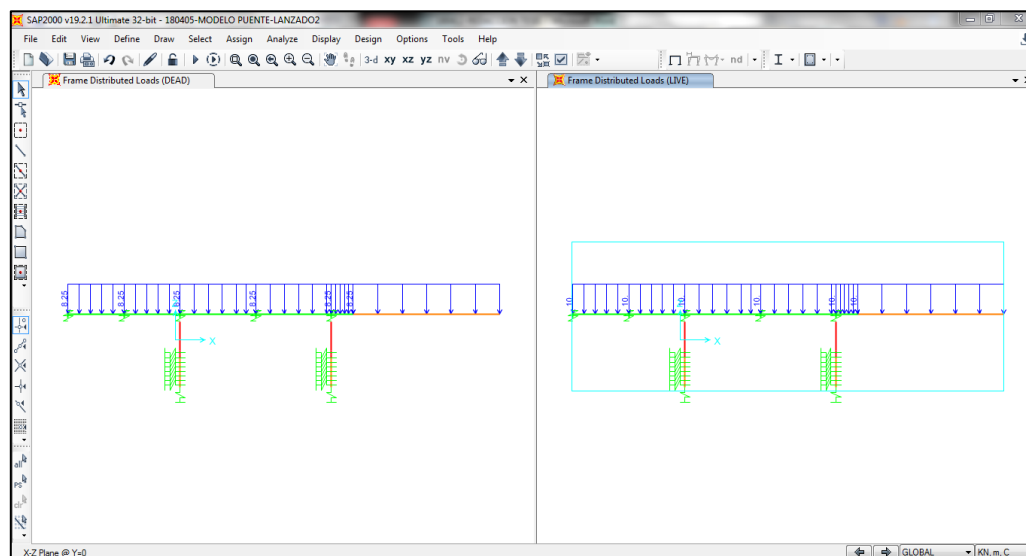


Fig 51 Modelo 2 en SAP2000, segundo tramo de lanzado $L=79.50\text{m}$, ingreso de la carga peso propio correspondiente a los arriostres internos del cajón metálico 8.25kN/m , y la carga viva durante montaje 10kN/m (Fuente: Elaboración propia).

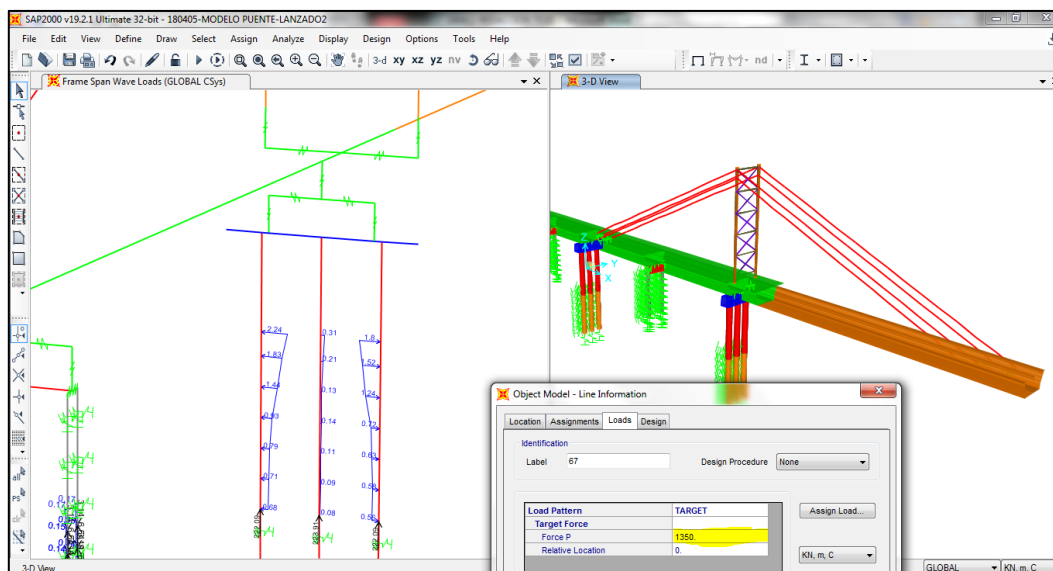


Fig 52 Modelo 2 en SAP2000, segundo tramo de lanzado, ingreso de la carga de oleaje sobre los pilotes, y carga de tensión en cada cable de 1350kN para el lanzamiento en volado de $L=79.50\text{m}$ (Fuente: Elaboración propia).

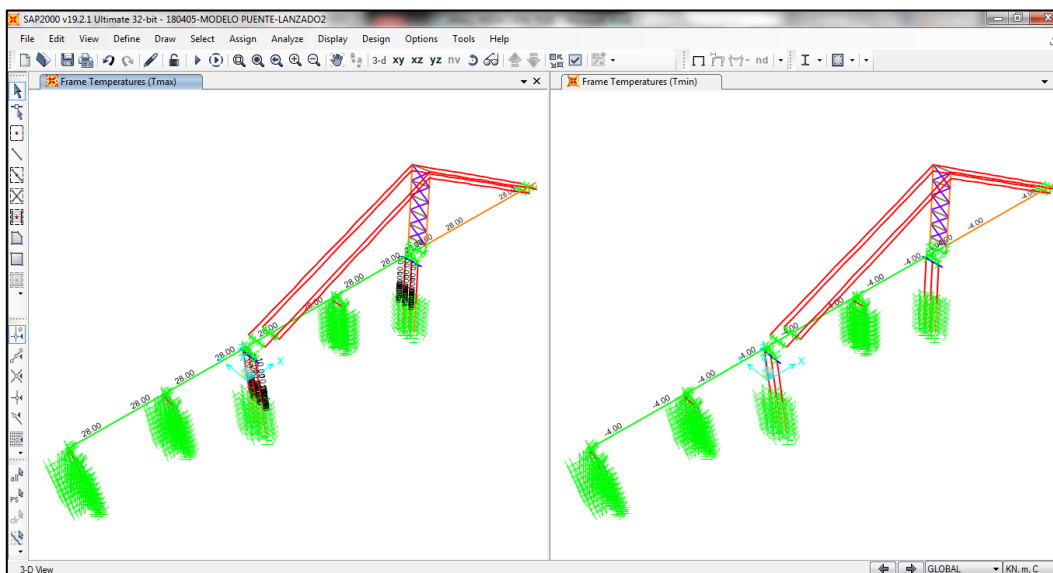


Fig 53 Modelo 2 en SAP2000, segundo tramo de lanzado, ingreso de la carga de temperatura de expansión $T=28^{\circ}\text{C}$ en tablero y en pilotes de $T=0^{\circ}\text{C}$ (se considera que bajo esta condición los pilotes no le llega el diferencial del cambio de temperatura promedio de los 15°C), y carga de temperatura de contracción $T=-4^{\circ}\text{C}$ para el tablero, para lanzamiento en volado $L=79.50\text{m}$ (Fuente: Elaboración propia).

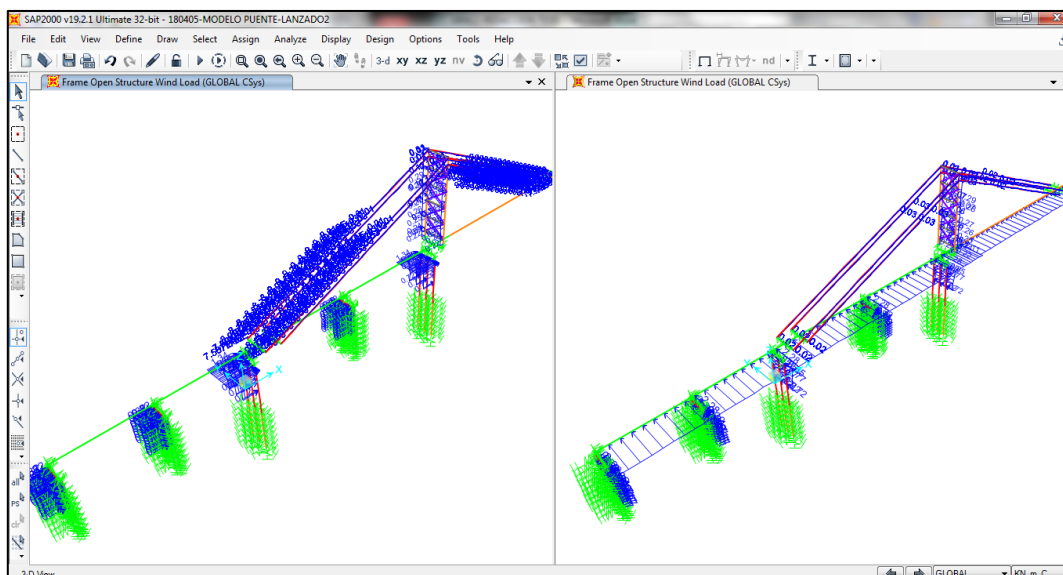


Fig 54 Modelo 2 en SAP2000, segundo tramo de lanzado, ingreso de la carga de viento para una velocidad básica de 26m/seg, en los sentidos globales X y Y del modelo (Fuente: Elaboración propia).

10.2. MODELO ESTRUCTURAL CONDICIÓN FUNCIONAMIENTO

En esta etapa del análisis, se crearon dos tipología de modelos estructurales en el SAP2000 v19.2.1, el uno que corresponde al tercer modelo creado a través de elementos tipo frame de toda la longitud del puente, y el otro modelo creado por medio de elementos tipo Shell y tipo frame, para la verificación de las tensiones internas de la losa superior y de los diafragmas dispuestos cada 5m en el cajón metálico del tablero.

10.2.1. Modelo 3

Aquí se presenta el modelo completo del puente, constituido por su longitud total con la cual debe salvar el cruce del río de 540.30m, trabajando con el cajón del tablero en sección mixta, apoyado este sobre las 8 pilas, tal como se apreciara en la figura 34. En este modelo la finalidad es de obtener los diagramas de acciones internas bajo la envolvente de las combinaciones de estados límites últimos ELU y estados límites de servicios ELS, del modelo global del puente.

El modelo tres, está constituido por 514 elementos tipo *frame*, apoyado por medio de elementos elástico de resorte que simulan la condición de apoyo e interacción con el terreno a través de 234 elementos tipo *spring*. Los coeficientes de balasto que se ingresaron a los spring, fueron los descritos en las tablas XV y XVI de esta memoria, en función de los parámetros geotécnicos obtenidos del informe de suelos.

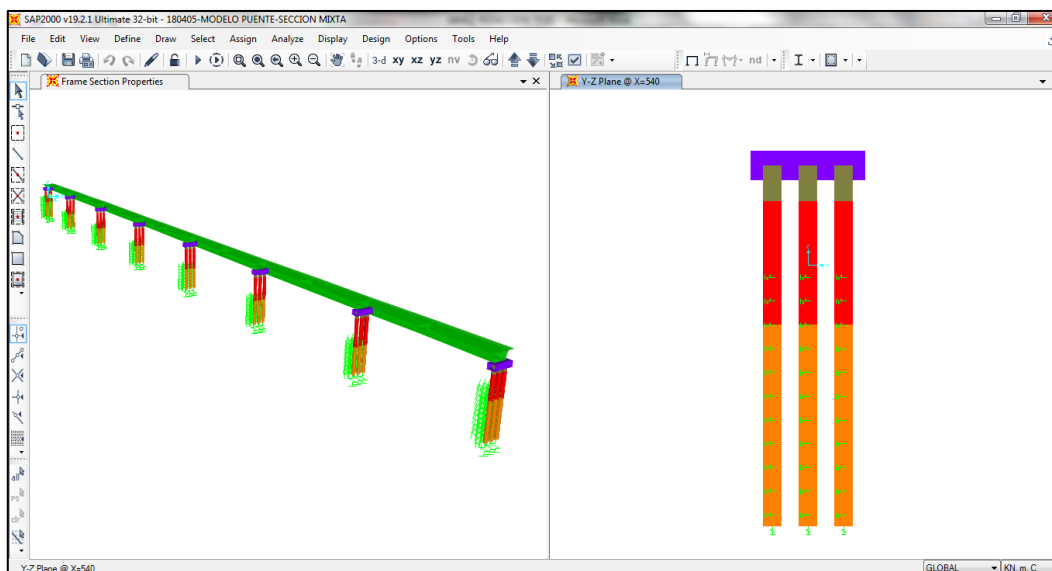


Fig 55 Modelo 3 en SAP2000, de la longitud total del puente $L=540.30\text{m}$, conformado por elementos tipo frame y spring (Fuente: Elaboración propia).

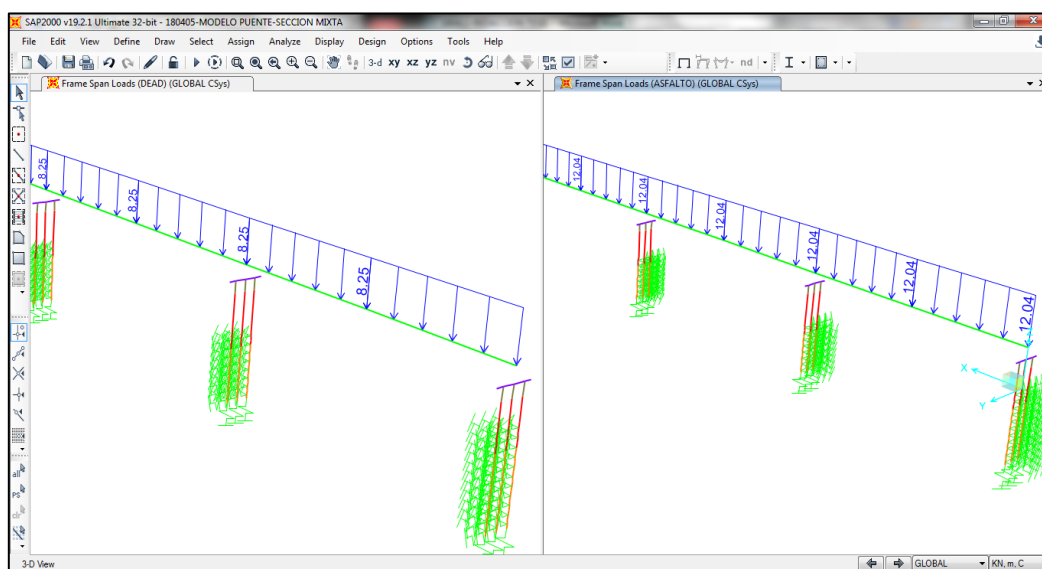


Fig 56 Modelo 3 en SAP2000, de la longitud total del puente $L=540.30\text{m}$, carga muerta de 8.25kN/m y carga viva de 12.04kN/m (Fuente: Elaboración propia).

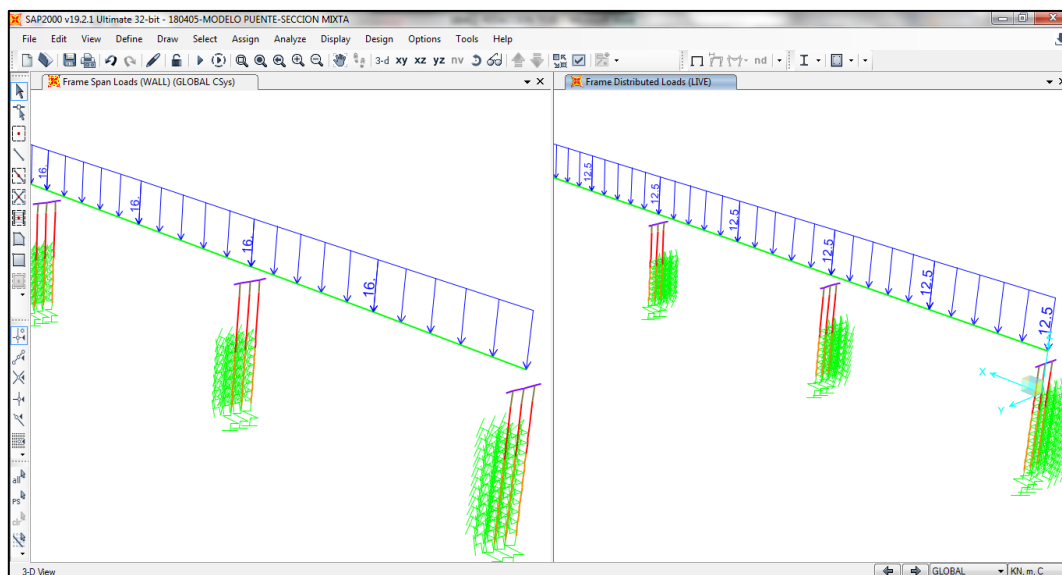


Fig 57 Modelo 3 en SAP2000, de la longitud total del puente $L=540.30\text{m}$, carga de barreras 16kN/m y carga de carpeta asfáltica 12.50kN/m (Fuente: Elaboración propia).

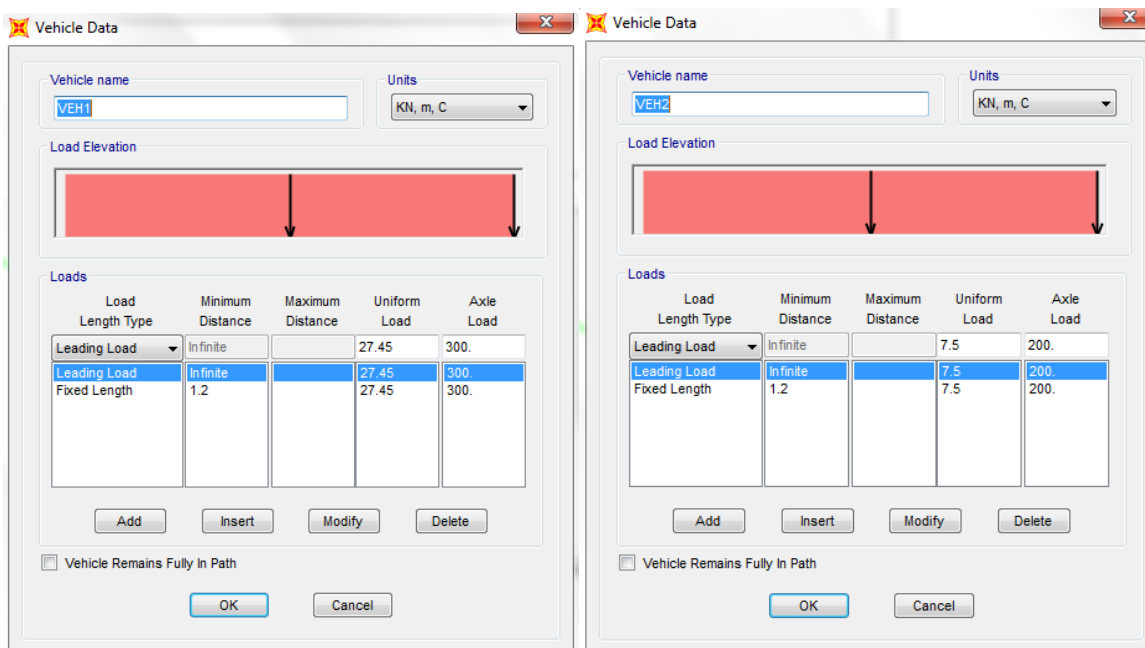


Fig 58 Modelo 3 en SAP2000, de la longitud total del puente $L=540.30\text{m}$, carga virtual de carril 1 y 2 (Fuente: Elaboración propia).

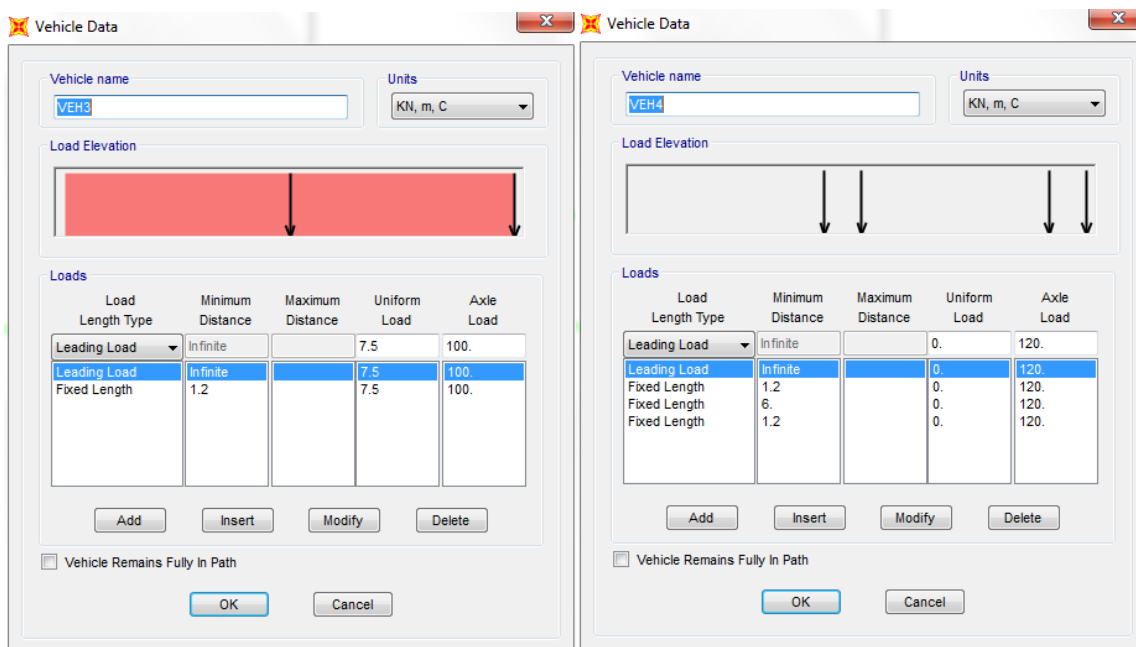


Fig 59 Modelo en SAP2000, de la longitud total del puente $L=540.30\text{m}$, carga virtual de carril 3 y tren de carga para estado límite de fatiga (Fuente: Elaboración propia).

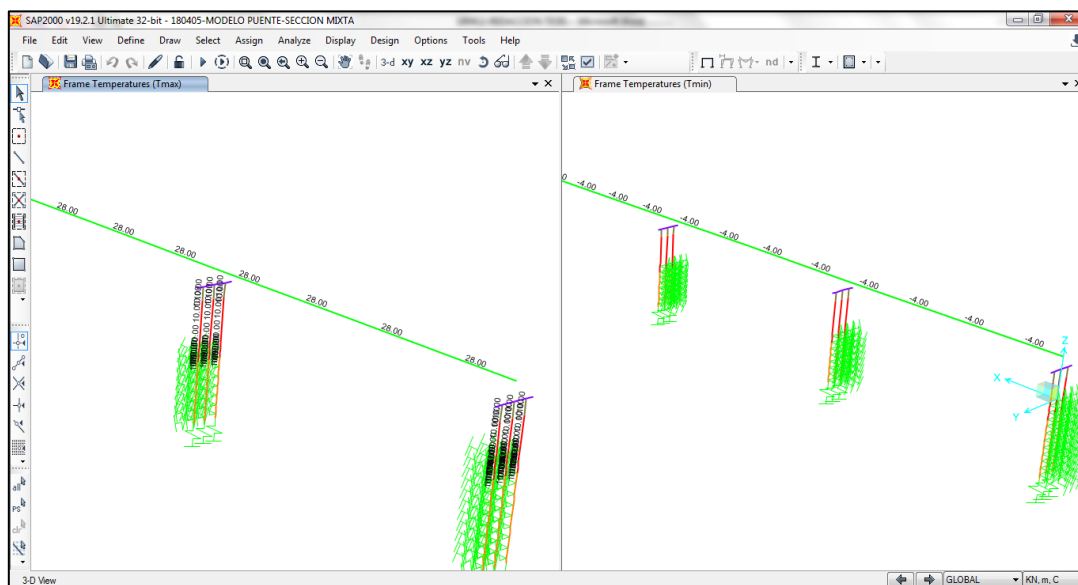


Fig 60 Modelo 3 en SAP2000, ingreso de la carga de temperatura de expansión $T=28^{\circ}\text{C}$ en el tablero y en pilotes de $T=10^{\circ}\text{C}$, y carga de temperatura de contracción $T=-4^{\circ}\text{C}$ para el tablero (Fuente: Elaboración propia).

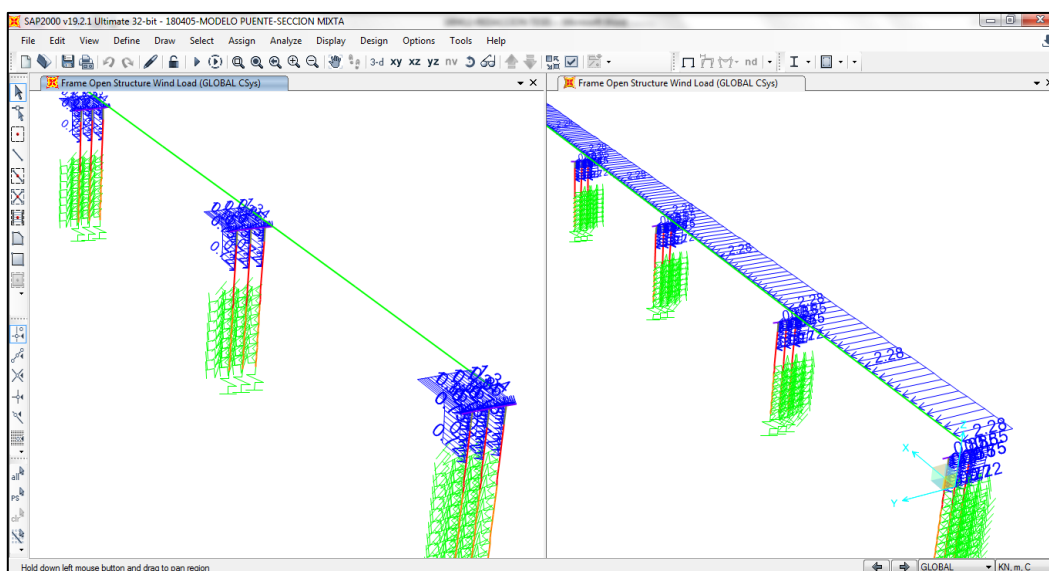


Fig 61 Modelo 3 en SAP2000, ingreso de la carga de viento para una velocidad básica de 26m/seg, en los sentidos globales X y Y del modelo (Fuente: Elaboración propia).

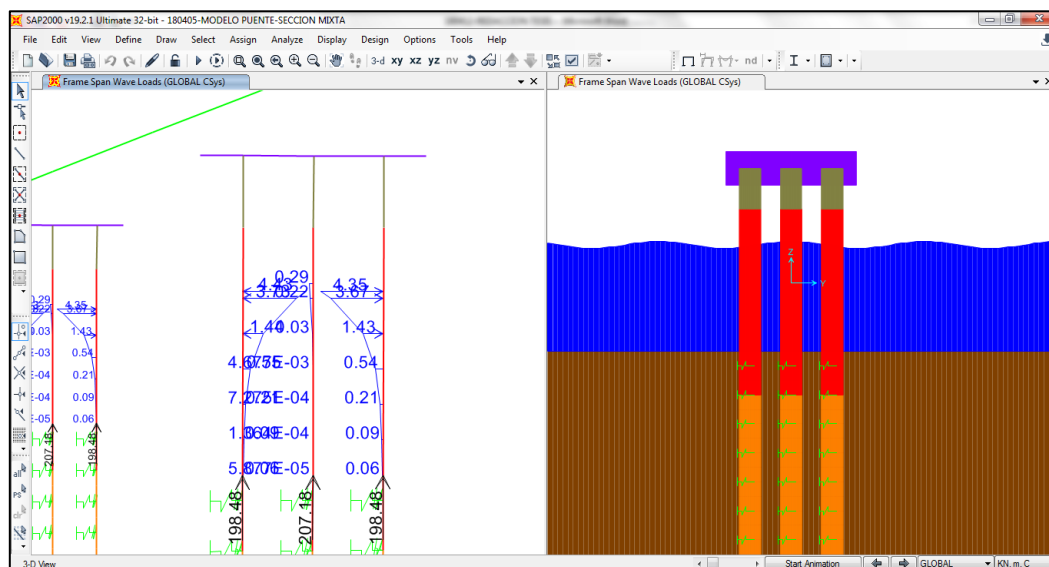


Fig 62 Modelo 3 en SAP2000, ingreso de la carga de oleaje sobre los pilotes correspondiente a una ola de 0.50m de altura (Fuente: Elaboración propia).

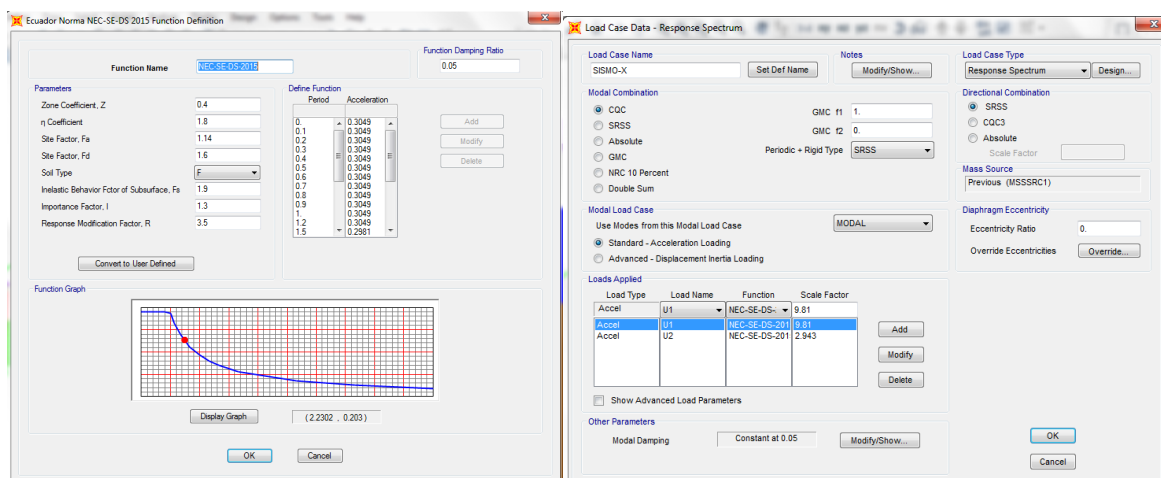


Fig 63 Ingreso del espectro inelástico de diseño de la norma NEC-2015, y coeficiente de aceleración de la gravedad en los sentidos globales del modelo X y Y (Fuente: Elaboración propia).

10.2.2. Modelo 4

Se realiza este modelo de los tres primeros vanos del puente el primero de una luz de 70m y los dos de 80m, conformado por 12880 elementos tipo Shell, con lo cual se idealizara las chapas del cajón, de los rigidizadores ubicados en los apoyos de las pilas, y de la losa superior de rodadura, y para la idealización de los diafragmas internos del cajón cada 5m, a través de 1353 elementos tipo frame.

La intención con este modelo es de verificar los pandeos locales de las chapas, rigidizadores y losa superior de rodadura, a través de la envolvente de las combinaciones de los estados limites últimos ELU y de estados límites de servicio ELS.

Con este modelo se puede revisar la distribución de las tensiones longitudinales de flexión y torsión en función de la rigidez del arriostramiento transversal del cajón ortótropo a través del análisis por medio de elementos finitos FEM en los cuales se incluya la presencia de estos rigidizadores. Los rigidizadores transversales de la viga cajón metálica se realiza triangulando entre si los rigidizadores transversales o disponiendo un incremento de dimensionamiento del marco transversal que constituye en sí mismo el rigidizador.

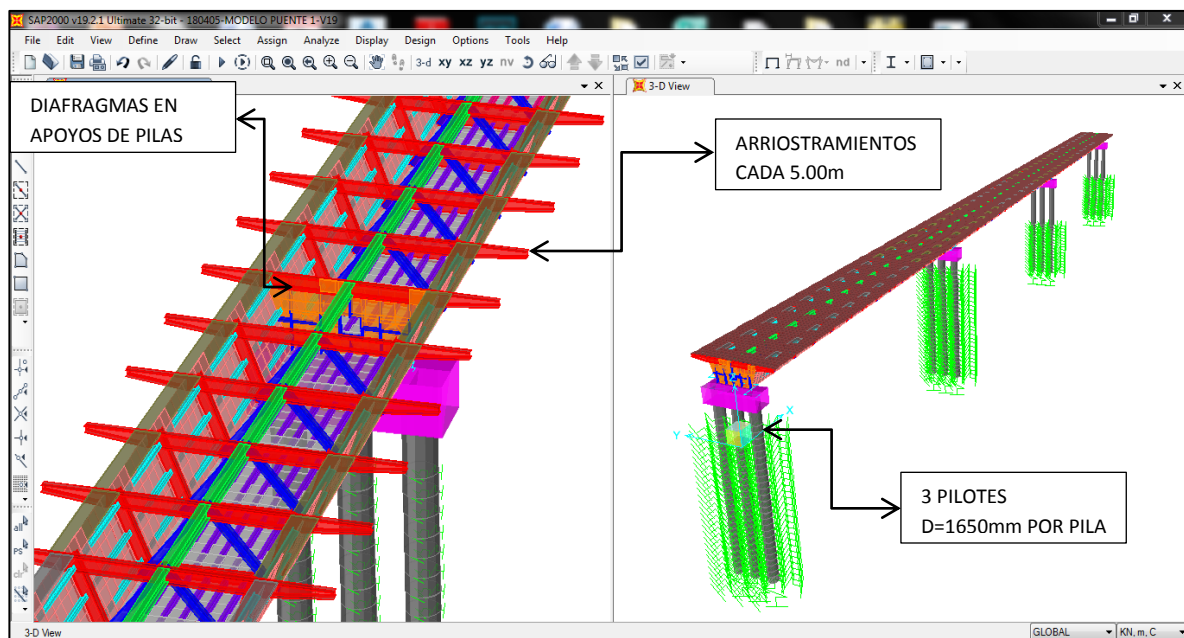


Fig 64 Modelo 4 en SAP2000 de 3 vanos del puente, conformado por elementos tipo frame, spring y shell (Fuente: Elaboración propia).

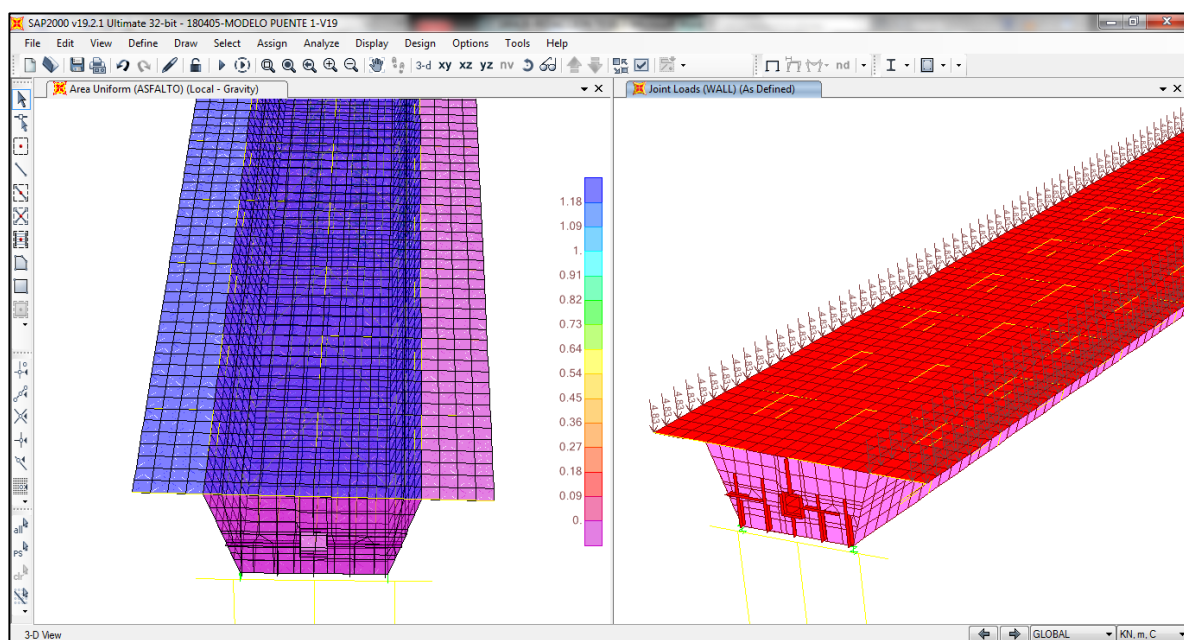


Fig 65 Modelo 4 en SAP2000 de 3 vanos del puente, carga de carpeta asfáltica 1.18kN/m^2 y carga de barreras 4.83kN/m y (Fuente: Elaboración propia).

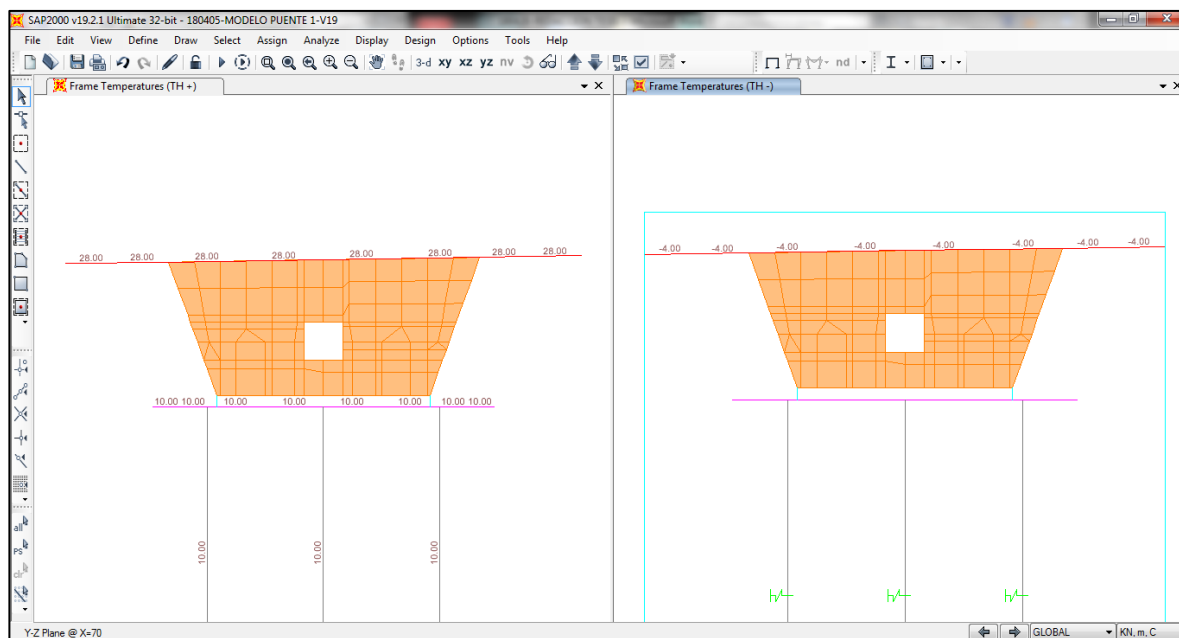


Fig 66 Modelo 4 en SAP2000, ingreso de la carga de temperatura de expansión $T=28^{\circ}\text{C}$ en el tablero y en pilotes de $T=10^{\circ}\text{C}$, y carga de temperatura de contracción $T=-4^{\circ}\text{C}$ para el tablero (Fuente: Elaboración propia).

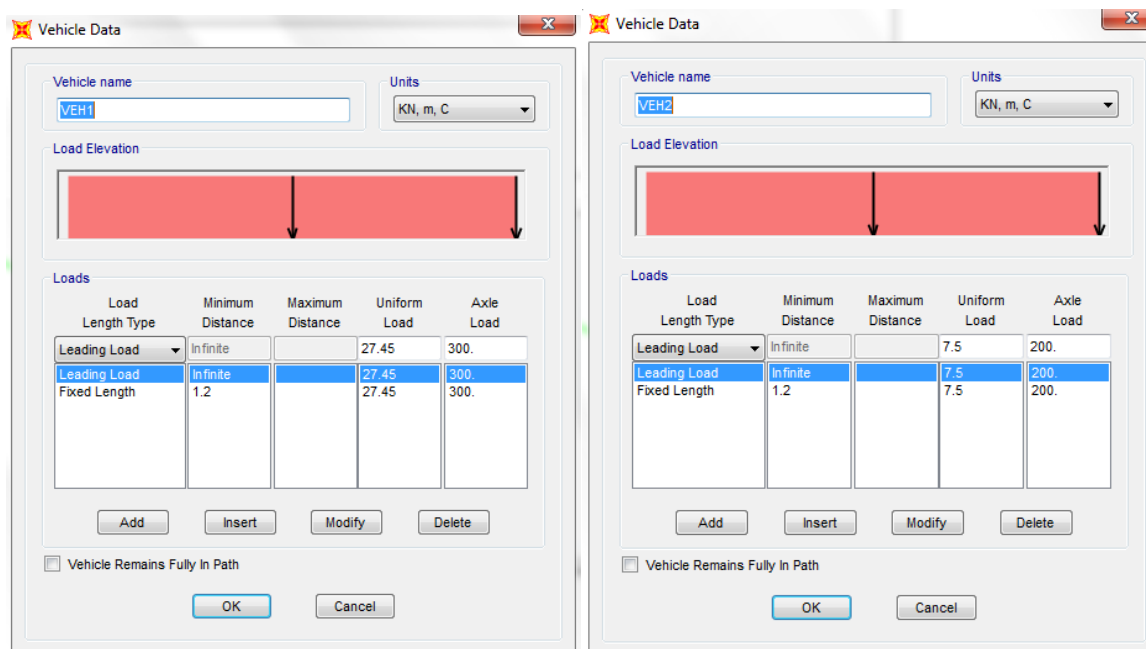


Fig 67 Modelo 4 en SAP2000 de 3 vanos del puente, carga virtual de carril 1 y 2 (Fuente: Elaboración propia).

Página 72 de 116

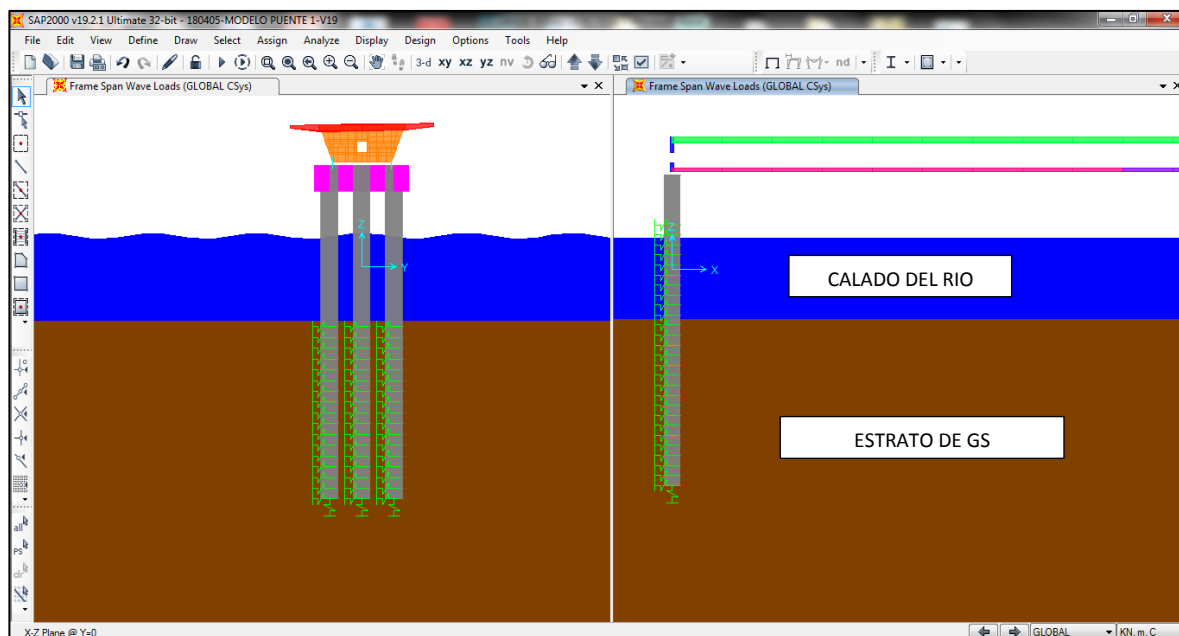


Fig 70 Modelo 4 en SAP2000, ingreso de la carga de oleaje sobre los pilotes correspondiente a una ola de 0.50m de altura, la altura de calado, conforme a la figura 18 (Fuente: Elaboración propia).

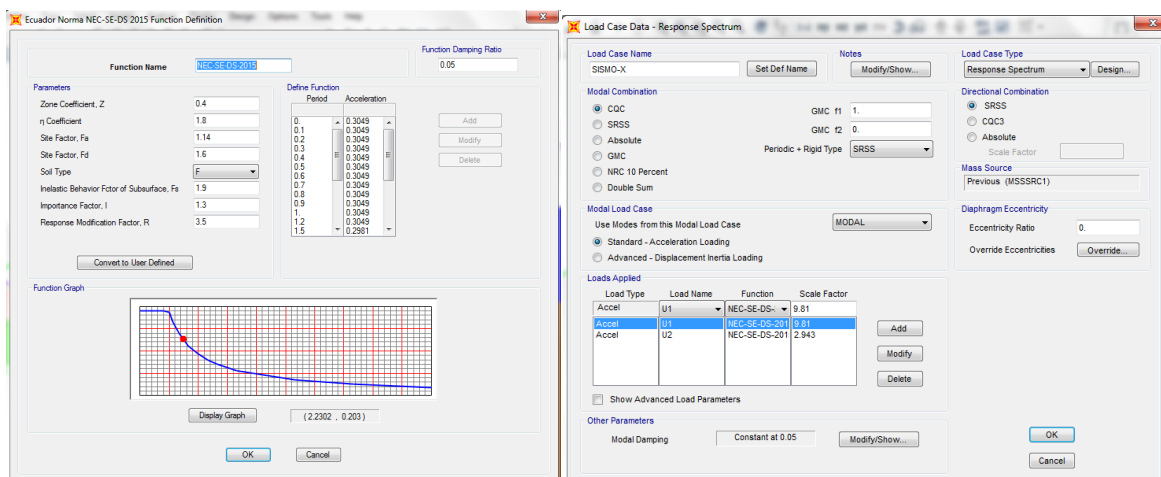


Fig 71 Ingreso del espectro inelástico de diseño de la norma NEC-2015, y coeficiente de aceleración de la gravedad en los sentidos globales del modelo X y Y (Fuente: Elaboración propia).

11.COMBINACIONES DE CARGAS

Para cada una de las acciones variables, excepto el tren de carga de fatiga, además de su valor característico indicado en el capítulo 4 de la IAP-11, se deben considerar los siguientes valores representativos, según la comprobación que se trate[18]:

- **Valor de combinación $\Psi_0 Q_k$:** Es el valor de acción que actúa con alguna otra acción variable. Este valor se utiliza para las comprobaciones de

estados límites últimos en situación persistente o transitoria y de estados límites de servicio irreversibles.

- **Valor de frecuente $\Psi_1 Q_k$:** Es el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante un periodo de corta duración. Este valor se utiliza para las comprobaciones de estados límites últimos en situación persistente o transitoria y de estados límites de servicio irreversibles.
- **Valor de frecuente $\Psi_2 Q_k$:** Es el valor de la acción tal que sea sobrepasado durante gran parte de la vida útil del puente. Este valor se utilizara también en las comprobaciones de estados límites últimos en situación accidental y de estados límite de servicio reversibles, además de la evaluación de los efectos diferidos.

El tren de carga para fatiga tendrá un único valor representativo coincidente con el indicado en el apartado 4.1.5 de la IAP-11.

El valor de los factores de simultaneidad Ψ será diferente según la acción que se trate, por lo tanto se utilizara la tabla 6.1a de la IAP-11.

Tabla XVII Factores de simultaneidad Ψ (Fuente: Tabla 6.1a-IAP-11)

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{Sn,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

Para las comprobaciones resistentes en estado límite ultimo ELU, se utilizara los coeficientes parciales para las acciones de la tabla 6.2b de la IAP-11.

Tabla XVIII Coeficientes parciales para las acciones γ_F (ELU de equilibrio) (Fuente: Tabla 6.1b-IAP-11)

ACCIÓN		EFECTO	
		ESTABILIZADOR	DESESTABILIZADOR
Permanente (G y G*)	Peso propio	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Carga muerta	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Empuje del terreno	1,0	1,5
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas ⁽²⁾	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

Para las acciones en estado límite de servicio se adoptara los valores indicado en la tabla 6.2c de la IAP-11.

Tabla XIX Coeficientes para las acciones γ_F (ELS) (Fuente: Tabla 6.2c-IAP-11)

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,0
	Carga muerta	1,0	1,0
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	0,9 ⁽¹⁾	1,1 ⁽¹⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,0
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,0
	Empuje del terreno	1,0	1,0
	Asientos	0	1,0
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,0
	Sobrecarga de uso	0	1,0
Variable (Q)	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,0
	Acciones climáticas	0	1,0
	Empuje hidrostático	0	1,0
	Empuje hidrodinámico	0	1,0
	Sobrecargas de construcción	0	1,0

11.1. COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELU

Se procederá a realizar las combinaciones en ELU, para satisfacer los requerimientos a continuación a detallar.

11.1.1. Situación persistente o transitoria

La combinación de acciones que se debe cumplir es la indicada por el apartado 6.3.1.1 de la IAP, con la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Dónde:

$G_{k,j}$	valor característico de cada acción permanente.
$G_{k,m}$	valor característico de cada acción permanente de valor no constante.
$Q_{k,1}$	valor característico de la acción variable dominante.
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	valor de combinación de las acciones variables concomitantes con la acción variable dominante.
$\gamma_G \gamma_Q$	coeficientes parciales.

Conforme a las indicaciones de la IAP-11, se deberá dar tantas combinaciones como sean necesarias, para evaluar las hipótesis de cargas más críticas de la envolvente de todas estas combinaciones. A continuación se presenta las combinaciones de nuestro proyecto para el análisis de este estado.

- **Etapas de construcción por lanzamiento**

ELU-Edk1		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	LIVE	1.35
3	WAVE	1.5
4		

ELU-Edk2 a Edk5		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	LIVE	0.54
3	WAVE	1.5
4	WIND-X/Y	±1.5

ELU-Edk6 y Edk7		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	LIVE	0.54
3	WAVE	1.5
4	Tmax o Tmin	1.5
5		

ELU-Edk8 a Edk15		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	LIVE	0.54
3	WAVE	1.5
4	Tmax o Tmin	0.9
5	WIND-X/Y	±1.5

ELU-Edk16 a Edk23		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	LIVE	0.54
3	WAVE	1.5
4	Tmax o Tmin	1.5
5	WIND-X/Y	±0.9

- Etapas de funcionamiento**

ELU-Edk1		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	ASFALTO	1.35
3	WALL	1.35
4	LIVE	1.35
5	TRUCK	1.35
6	WAVE	1.5

ELU-Edk2 a Edk5		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	ASFALTO	1.35
3	WALL	1.35
4	LIVE	0.54
5	TRUCK	1.0125
6	WAVE	1.5
7	WIND-X/Y	±1.5

ELU-Edk6 y Edk7		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	ASFALTO	1.35
3	WALL	1.35
4	LIVE	0.54
5	TRUCK	1.0125
6	WAVE	1.5
7	Tmax o Tmin	1.5

ELU-Edk8 a Edk15		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	ASFALTO	1.35
3	WALL	1.35
4	LIVE	0.54
5	TRUCK	1.0125
6	WAVE	1.5
7	Tmax o Tmin	0.9
8	WIND-X/Y	±1.5

ELU-Edk16 a Edk23		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1.35
2	ASFALTO	1.35
3	WALL	1.35
4	LIVE	0.54
5	TRUCK	1.0125
6	WAVE	1.5
7	Tmax o Tmin	1.5
8	WIND-X/Y	±0.9

De todas estas 23 hipótesis de combinaciones de cargas de diseño para el estado límites últimos ELU, tanto para la condición de construcción como de funcionamiento del puente se deberá trabajar con la envolvente de todas ellas.

11.1.2. Situación accidental

Para nuestro proyecto, el tránsito de embarcaciones de gran envergadura, no existirá debido a que el paso fluvial de estas embarcaciones hacia la ubicación del puente, se encuentra impedida por el puente de la unidad nacional ubicado en el sector de La Puntilla del cantón Samborondón, por lo tanto estos casos de combinaciones no se los analizara para el presente diseño.

11.1.3. Situación sísmica

La combinación de acciones en situación sísmica se hará conforme lo establecido en el apartado 6.3.1.3 de la IAP-11, con la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} G_{k,m}^* + \psi_{2,1} Q_{k,1} + A_{Ed}$$

Dónde:

$G_{k,j}$ valor representativo de cada acción permanente.

$G_{k,m}^*$ valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.

$\psi_{2,1} Q_{k,1}$ valor casi permanente de la sobrecarga de uso (tabla XVI).

Para esta hipótesis de acción, se realizaron 4 combinaciones de cargas para la etapa de funcionamiento del puente; comprendida desde la Edk24 a Edk27, tal como se presenta a continuación.

ELU-Edk24 a Edk27		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0.2
5	WAVE	1
6	QUAKE-X/Y	±1

11.2. COMBINACIONES PARA COMPROBACIONES EN ELS

Según las indicaciones de la IAP-11, el estado límite de servicio que se vaya a verificar, se adoptara uno de los tres tipos de combinaciones de acciones, que se indican a continuación:

11.2.1. Combinación característica (poco probable)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación, que coincide formalmente con la combinación fundamental de ELU, se utiliza en general para la verificación de ELS irreversibles.

A continuación se presenta las hipótesis de combinaciones para este estado límite de servicio, tanto para la etapa de construcción como de funcionamiento de la estructura.

- Etapas de construcción por lanzamiento**

ELS-Esk1		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	1
3	WAVE	1
4		

ELS-Esk2 a Esk5		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0.4
3	WAVE	1
4	WIND-X/Y	±1

ELS-Esk6 y Esk7		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0.4
3	WAVE	1
4	Tmax o Tmin	1
5		

ELS-Esk8 a Esk15		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0.4
3	WAVE	1
4	Tmax o Tmin	0.6
5	WIND-X/Y	±1

- Etapas de funcionamiento**

ELS-Esk1		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0.4
5	TRUCK	1
6	WAVE	1

ELS-Esk2 a Esk5		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0.4
5	TRUCK	0.75
6	WAVE	1
7	WIND-X/Y	±1

ELS-Esk6 y Esk7		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0.4
5	TRUCK	0.75
6	WAVE	1
7	Tmax o Tmin	1

ELS-Esk8 a Esk15		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0.4
5	TRUCK	0.75
6	WAVE	1
7	Tmax o Tmin	0.6
8	WIND-X/Y	±1

11.2.2. Combinación frecuente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza en general para la verificación de ELS reversibles.

A continuación se presenta las hipótesis de combinaciones para este estado límite de servicio, tanto para la etapa de construcción como de funcionamiento de la estructura.

- Etapa de construcción por lanzamiento

ELS-Esf1		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0.4
3	WAVE	1
4		

ELS-Esf2 a Esf5		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0
3	WAVE	1
4	WIND-X/Y	±0.2

ELS-Esf6 y Esf7		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0
3	WAVE	1
4	Tmax o Tmin	0.6
5		

ELS-Esf8 a Esf15		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0.4
3	WAVE	1
4	Tmax o Tmin	0.5
5	WIND-X/Y	±0.2

- Etapa de funcionamiento

ELS-Esf1		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0
5	TRUCK	0.75
6	WAVE	1

ELS-Esf2 a Esf5		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0
5	TRUCK	0.75
6	WAVE	1
7	WIND-X/Y	±0.2

ELS-Esf6 y Esf7		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0
5	TRUCK	0
6	WAVE	1
7	Tmax o Tmin	0.6

ELS-Esf8 a Esf15		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0
5	TRUCK	0
6	WAVE	1
7	Tmax o Tmin	0.5
8	WIND-X/Y	±0.2

11.2.3. Combinación casi permanente

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Esta combinación se utiliza también para la verificación de algunos ELS reversibles y para la evaluación de los efectos diferidos.

A continuación se presenta las hipótesis de combinaciones para este estado límite de servicio, tanto para la etapa de construcción como de funcionamiento de la estructura.

- **Etapas de construcción por lanzamiento**

ELS-Esf1		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0
3	WAVE	1
4		

ELS-Esf2 a Esf5		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0
3	WAVE	1
4	WIND-X/Y	±0

ELS-Esf6 y Esf7		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0
3	WAVE	1
4	Tmax o Tmin	0.5
5		

ELS-Esf8 a Esf15		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	LIVE	0
3	WAVE	1
4	Tmax o Tmin	0.5
5	WIND-X/Y	±0

- **Etapas de funcionamiento**

ELS-Esc1		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0
5	TRUCK	0
6	WAVE	1

ELS-Esc2 a Esc5		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0
5	TRUCK	0
6	WAVE	1
7	WIND-X/Y	±0

ELS-Esc6 y Esc7		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0
5	TRUCK	0
6	WAVE	1
7	Tmax o Tmin	0.5

ELS-Esc8 a Esc15		
ITEM	ESTADO DE CARGA	FACTOR
1	DEAD (Peso Propio)	1
2	ASFALTO	1
3	WALL	1
4	LIVE	0
5	TRUCK	0
6	WAVE	1
7	Tmax o Tmin	0.5
8	WIND-X/Y	±0

12. CRITERIOS DE DISEÑO

12.1. ESTADO LIMITE DE DEFORMACIONES

Conforme las indicaciones del apartado 7.1 de la IAP-11, se debe verificar que la flecha vertical máxima correspondiente para el valor frecuente de la sobrecarga de uso no supere los siguientes criterios:

L/1000 en puentes de carretera.

L/1200 en pasarelas o puentes con zonas peatonales.

L es la luz de cada vano; podrán admitirse valores ligeramente superiores a los valores límite anteriores, si mediante un estudio del comportamiento dinámico de la

estructura se comprueba que la amplificación de las deformaciones estáticas y el nivel de vibración del tablero, bajo el paso de sobrecargas se mantiene dentro de los valores admisibles.

12.2. CONTRAFLECHAS DE EJECUCIÓN

En puentes metálicos y mixtos, de hormigón con luces importantes o montajes evolutivos, así como aquellos casos en los que se produzcan deformaciones instantáneas o diferidas que puedan afectar a la apariencia o a la funcionabilidad de la estructura, el proyecto deberá definir una contraflecha de ejecución, tales que para la totalidad de la carga permanente y la mitad de los efectos reológicos, la geometría de la estructura se ajuste al máximo a la rasante teórica. Las contraflechas de ejecución serán en general verticales.

12.3. COEFICIENTE PARCIALES DE LOS MATERIALES

Los materiales principales que se utilizarán en el diseño de nuestro puente, será el acero estructural, de refuerzo y hormigón, por lo cual se tomará los coeficientes de seguridad indicado para hormigón del apartado 15.3 de la EHE-08 y para acero estructural del apartado 15.30, tal como se presenta a continuación en la siguiente tabla.

Tabla XX Coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límites Últimos
(Fuente: Elaboración propia)

Para hormigón armado y pretensado	Situación de proyecto	
	Persistente o transitoria	accidental
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	$\gamma_c = 1.30$
Acero pasivo y activo	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$
Para acero estructural	Situación de proyecto	
	Persistente o transitoria	accidental
Resistencia de las secciones transversales	$\gamma_{M0} = 1.05^{(1)}$	$\gamma_{M0} = 1.05^{(1)}$
Resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad	$\gamma_{M1} = 1.05^{(1),(2)}$	$\gamma_{M1} = 1.05^{(1),(2)}$
Resistencia a rotura de las secciones transversales en tracción	$\gamma_{M2} = 1.25$	$\gamma_{M2} = 1.25$
Resistencia de las uniones	$\gamma_{M2} = 1.25$	$\gamma_{M2} = 1.25$
Resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados:		
<ul style="list-style-type: none"> En estado límite último En estado límite de servicio 	$\gamma_{M3} = 1.25$ $\gamma_{M3} = 1.10$	$\gamma_{M3} = 1.25$ $\gamma_{M3} = 1.10$

(1) En el proyecto de estructuras de edificación se podrá adoptar un coeficiente parcial $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.00$ siempre y cuando se cumplan simultáneamente las tolerancias descritas por la EAE.

(2) En el proyecto de puentes de acero se adoptará en todos los casos un coeficiente parcial $\gamma_{M1} = 1.10$.

13. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE

A continuación se presentan los resultados de las corridas de los 4 modelos ejecutados en el software de análisis y diseño estructural SAP2000 v19.2.1 de nuestro proyecto del puente.

13.1. MODELO 1-LANZAMIENTO L=52.00m

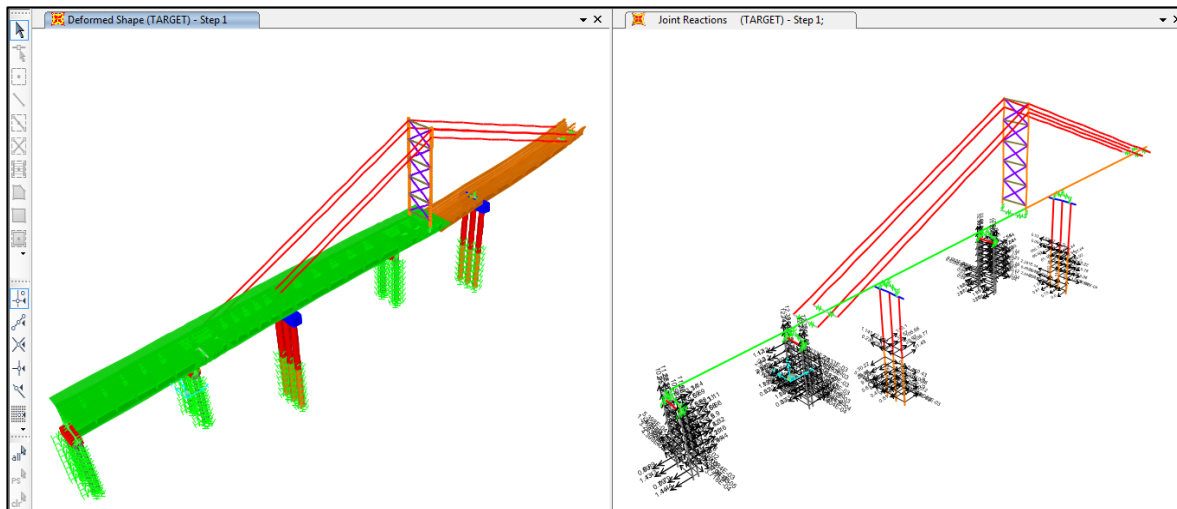


Fig 72 Modelo 1 en SAP2000, deformación en pico de lanzado peso propio y reacciones de compresión en los apoyos para combinación ELS (Fuente: Elaboración propia).

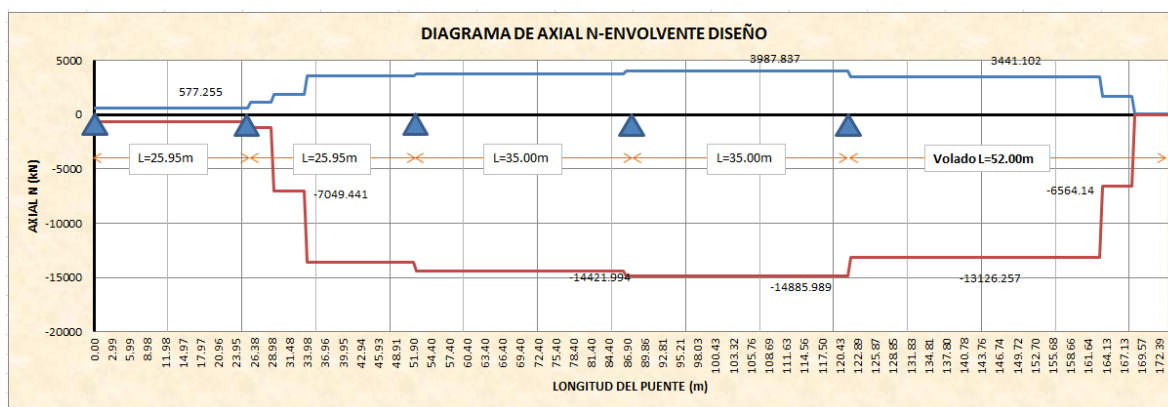


Fig 73 Modelo 1 en SAP2000, diagrama de axial N envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

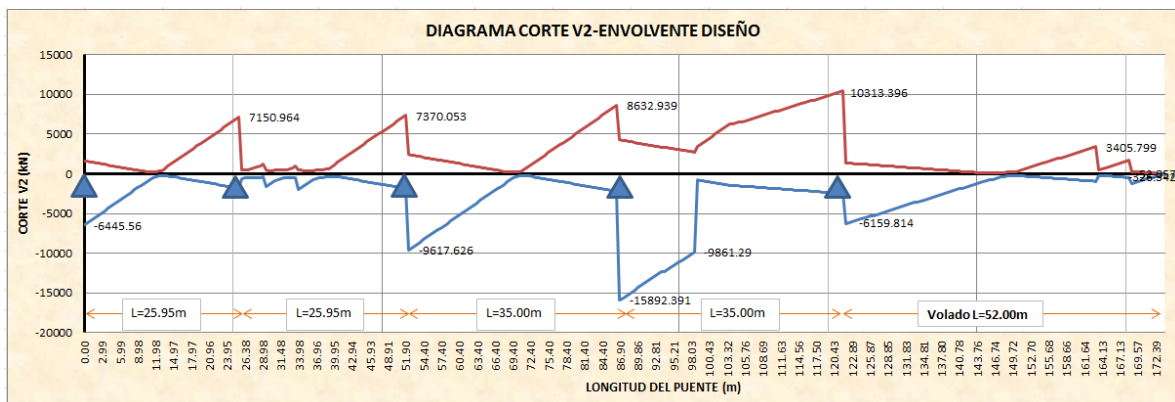


Fig 74 Modelo 1 en SAP2000, diagrama de corte V2 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

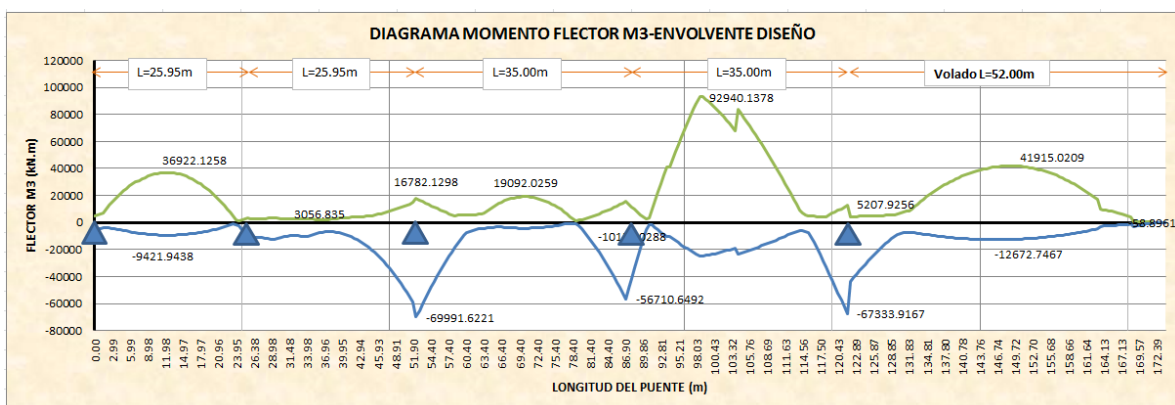


Fig 75 Modelo 1 en SAP2000, diagrama de momento flector M3 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

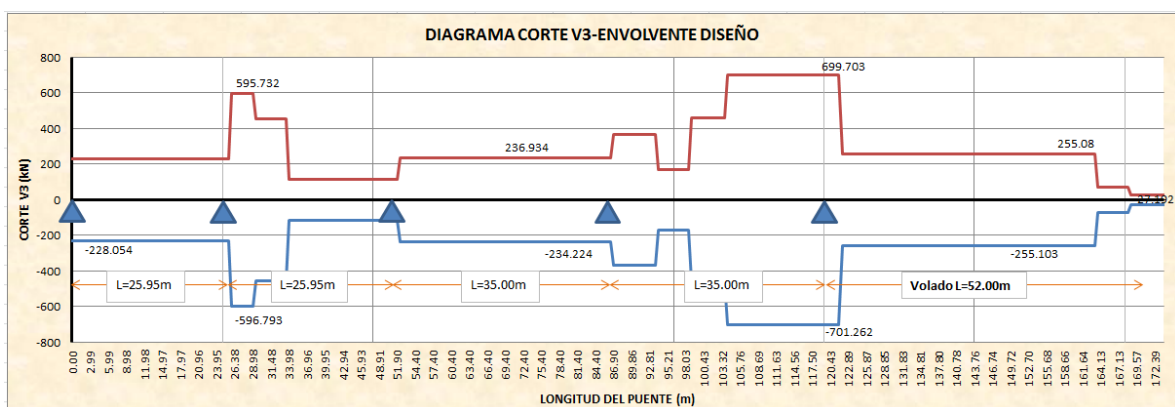


Fig 76 Modelo 1 en SAP2000, diagrama de corte V3 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

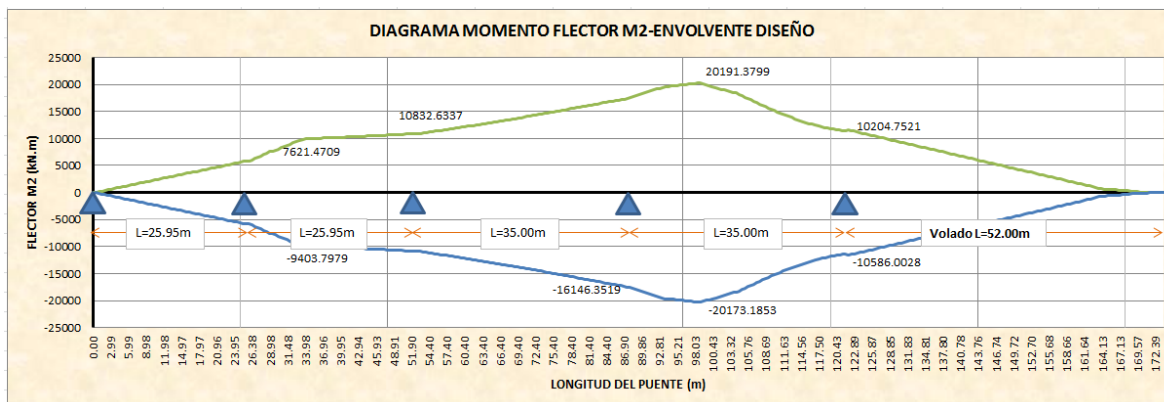


Fig 77 Modelo 1 en SAP2000, diagrama de momento flector M2 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

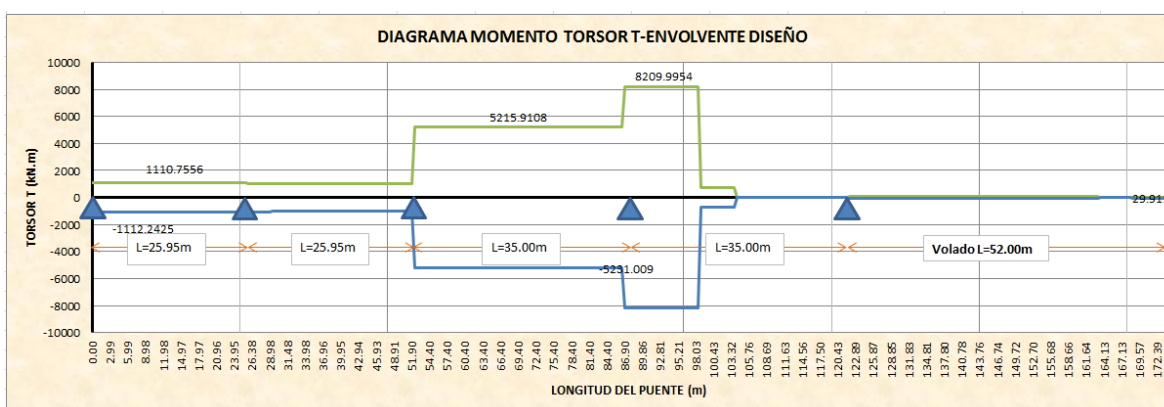


Fig 78 Modelo 1 en SAP2000, diagrama de momento de torsión T envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

13.2. MODELO 2-LANZAMIENTO L=79.50m

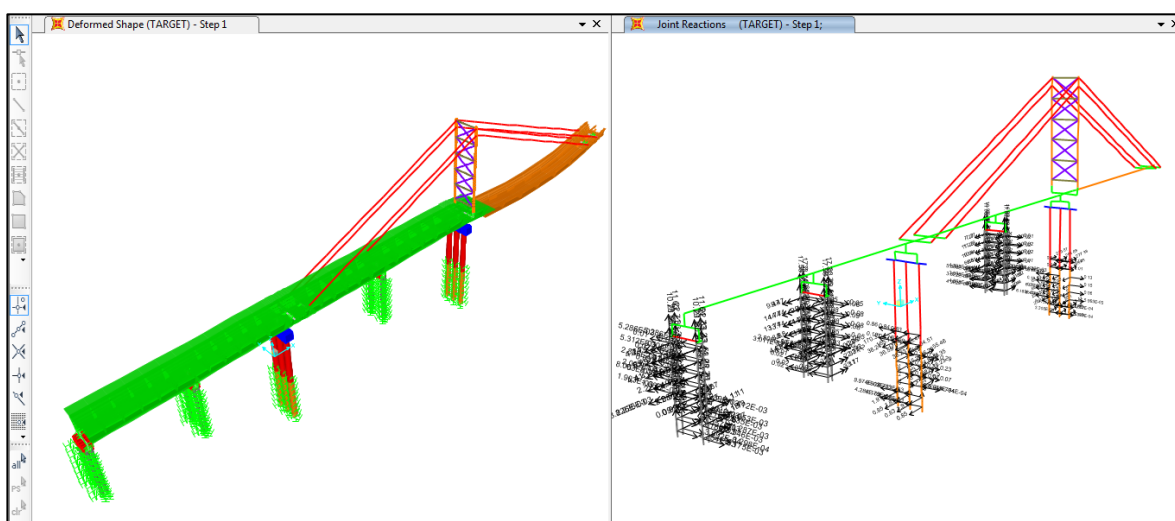
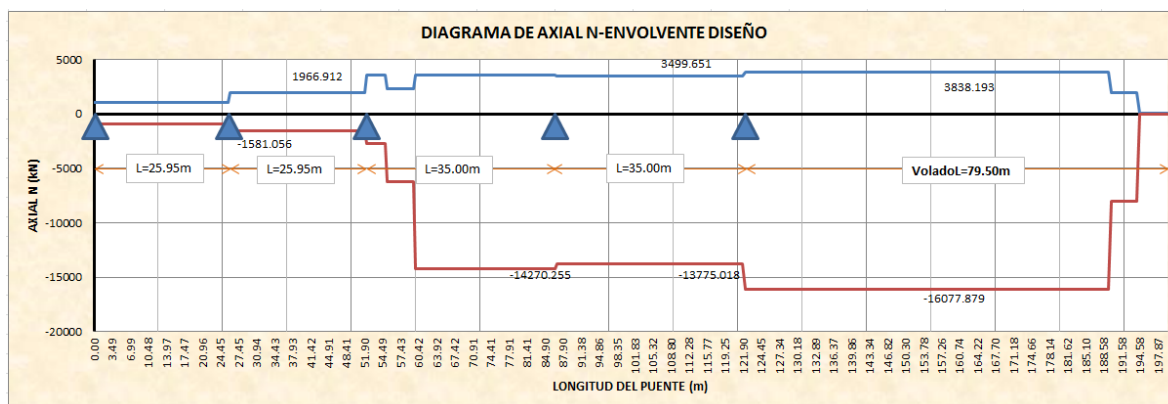


Fig 79 Modelo 2 en SAP2000, deformación en pico de lanzamiento L=79.50m del peso propio y reacciones de compresión en los apoyos para combinación ELS (Fuente: Elaboración propia).



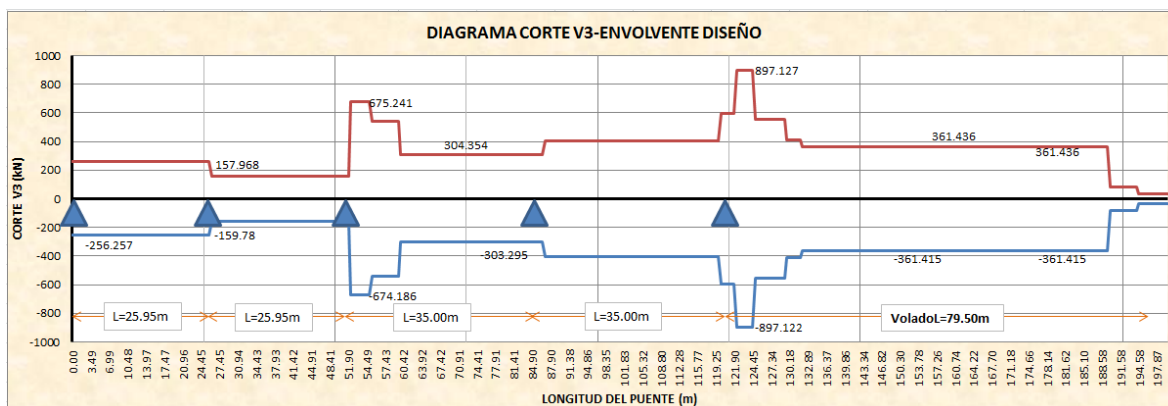


Fig 83 Modelo 2 en SAP2000, diagrama de corte V3 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

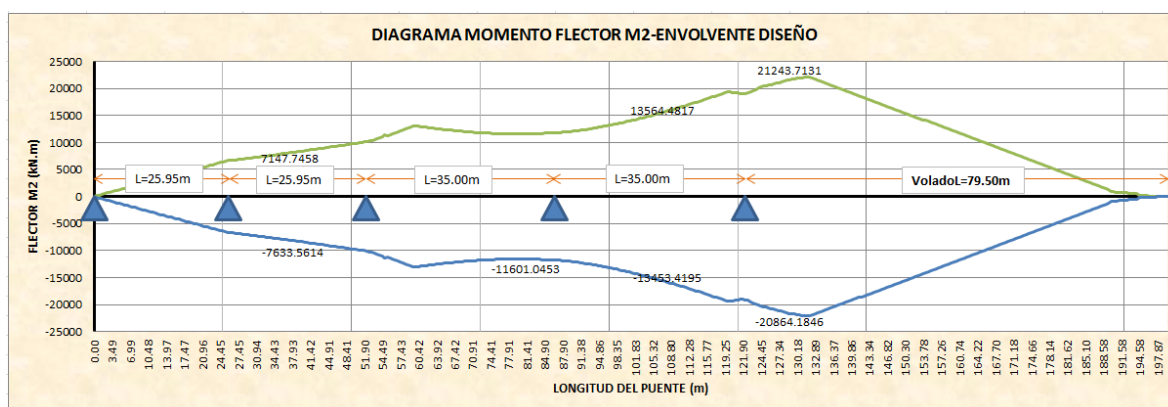


Fig 84 Modelo 2 en SAP2000, diagrama de momento flector M2 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

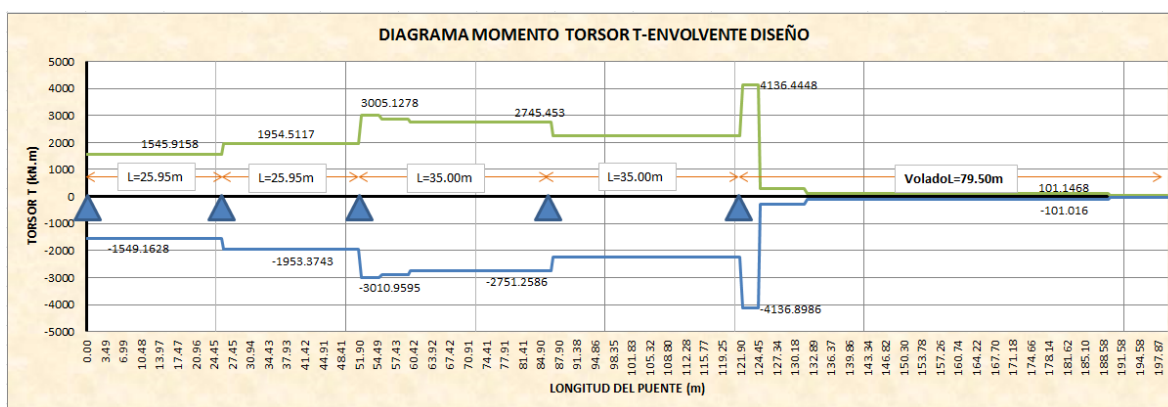


Fig 85 Modelo 2 en SAP2000, diagrama de momento de torsión T envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

13.3. MODELO 3-PUENTE COMPLETO

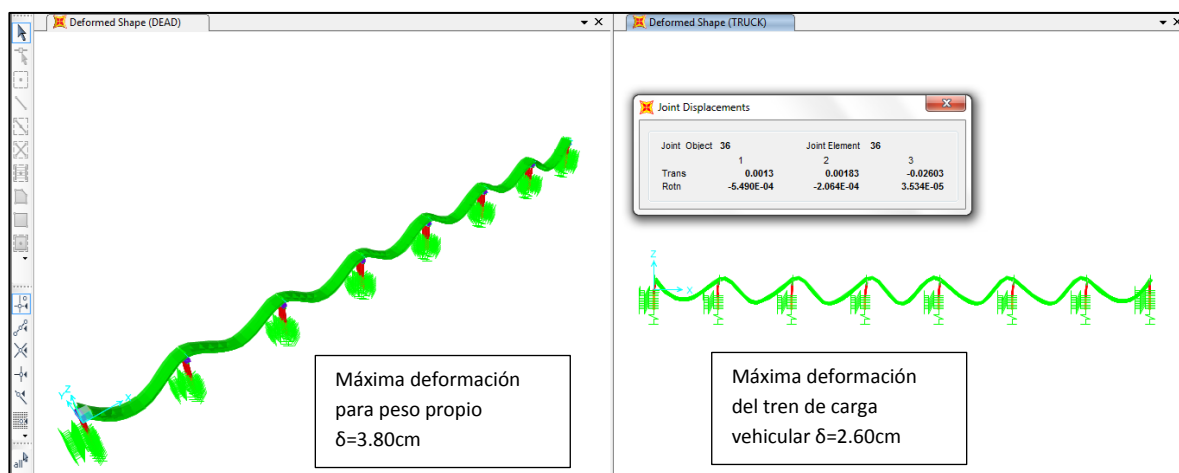


Fig 86 Modelo 3 en SAP2000, deformación para acción del peso propio y tren de carga vehicular en combinación de servicio ELS (Fuente: Elaboración propia).

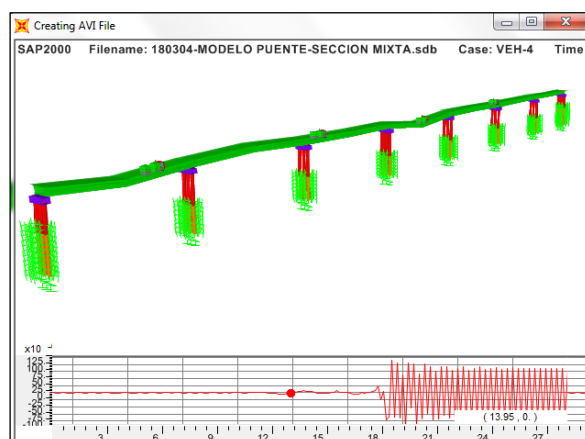


Fig 87 Modelo 3 en SAP2000, deformación para acción del tren carga de fatiga (Fuente: Elaboración propia).

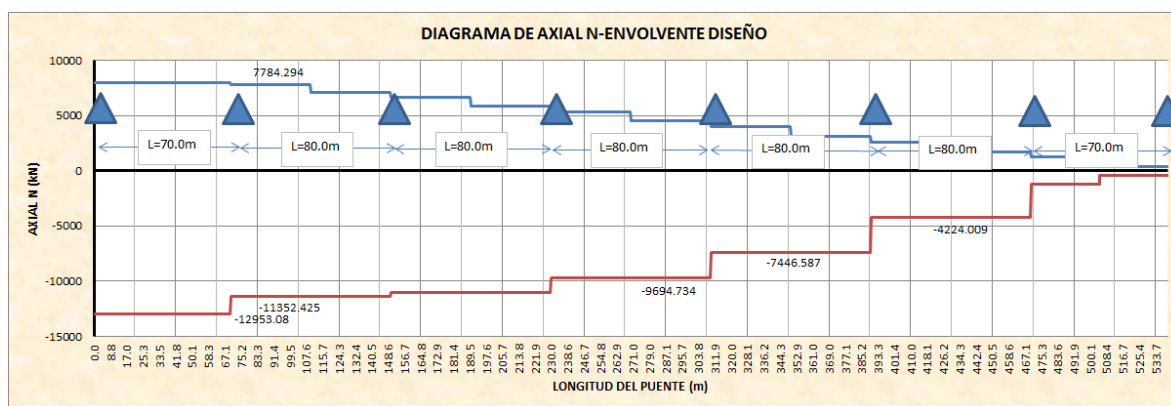


Fig 88 Modelo 3 en SAP2000, diagrama de axial N envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

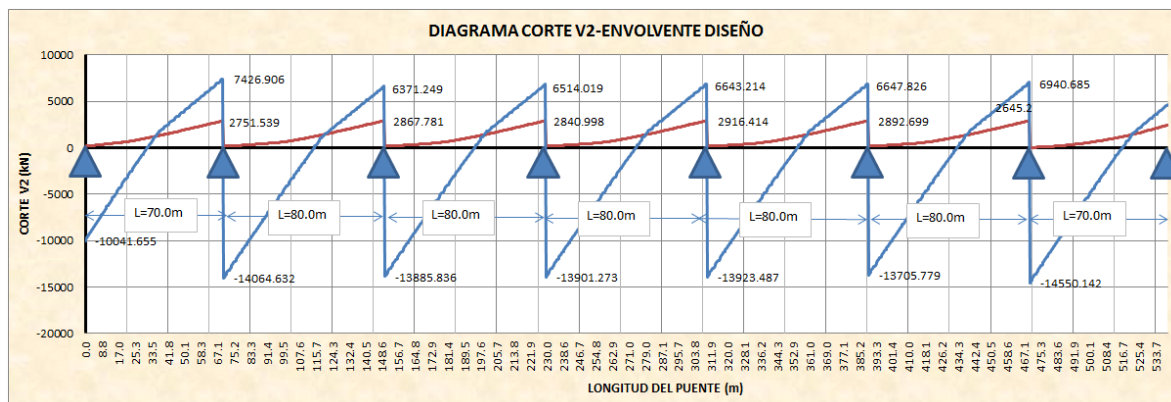


Fig 89 Modelo 3 en SAP2000, diagrama de corte V2 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

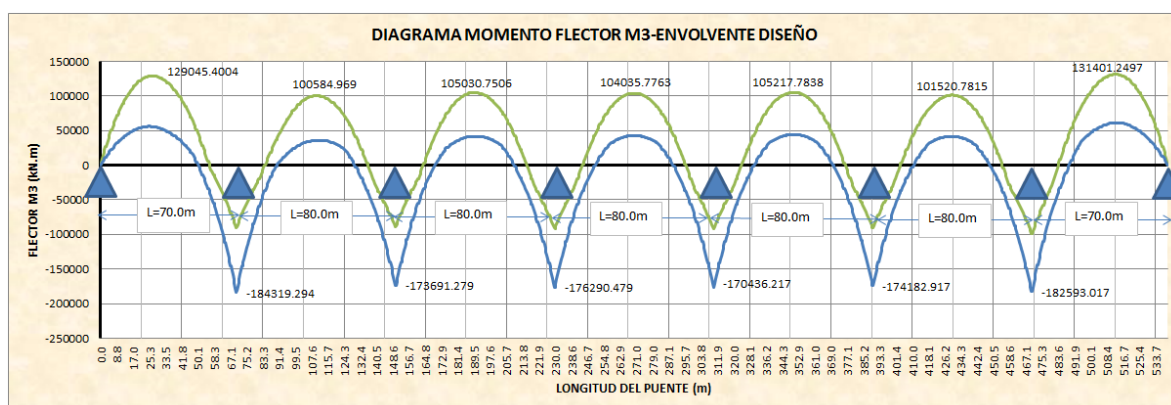


Fig 90 Modelo 3 en SAP2000, diagrama de momento flector M3 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

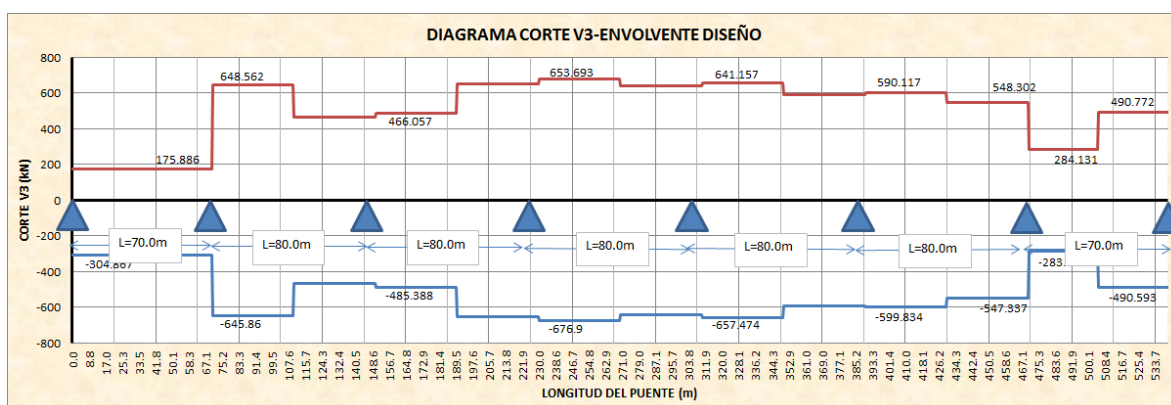


Fig 91 Modelo 3 en SAP2000, diagrama de corte V3 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

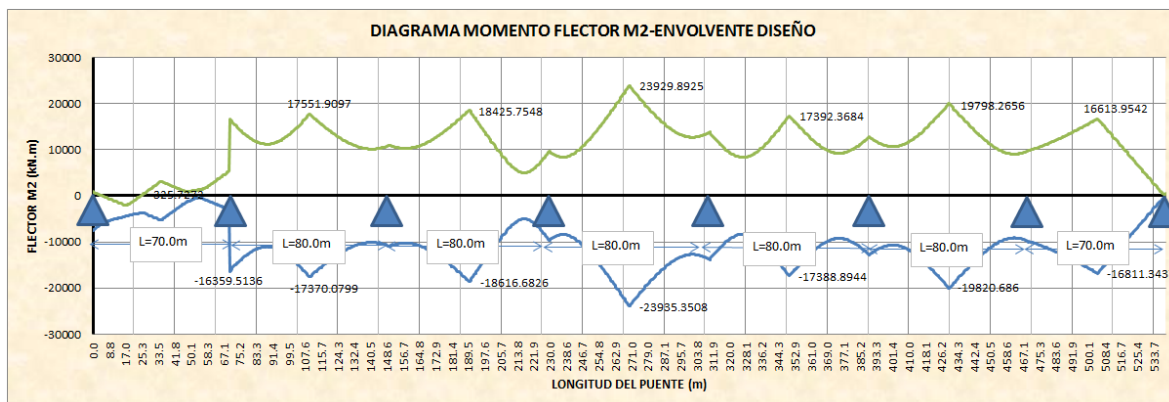


Fig 92 Modelo 3 en SAP2000, diagrama de momento flector M2 envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

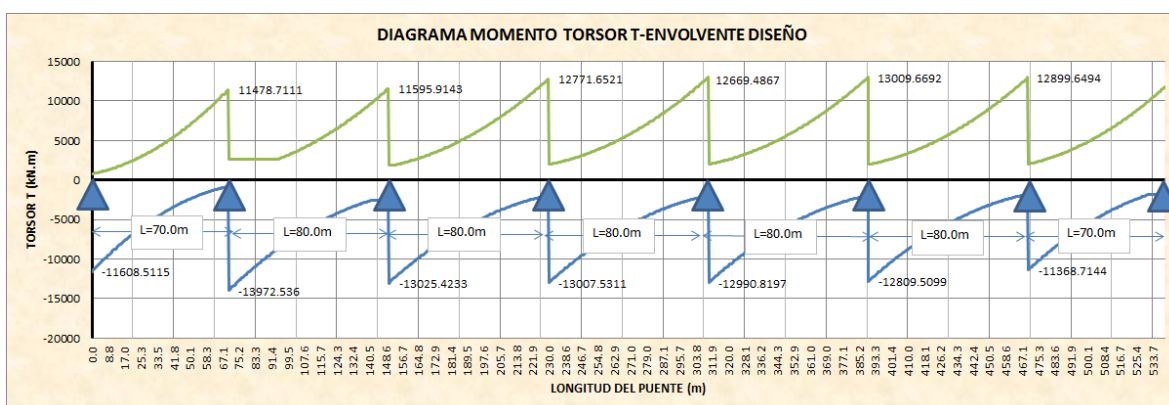


Fig 93 Modelo 3 en SAP2000, diagrama de momento de torsión T envolvente de diseño ELU, en el primer lanzado del tablero (Fuente: Elaboración propia).

13.4. MODELO 4-PARCIAL PUENTE COMPLETO

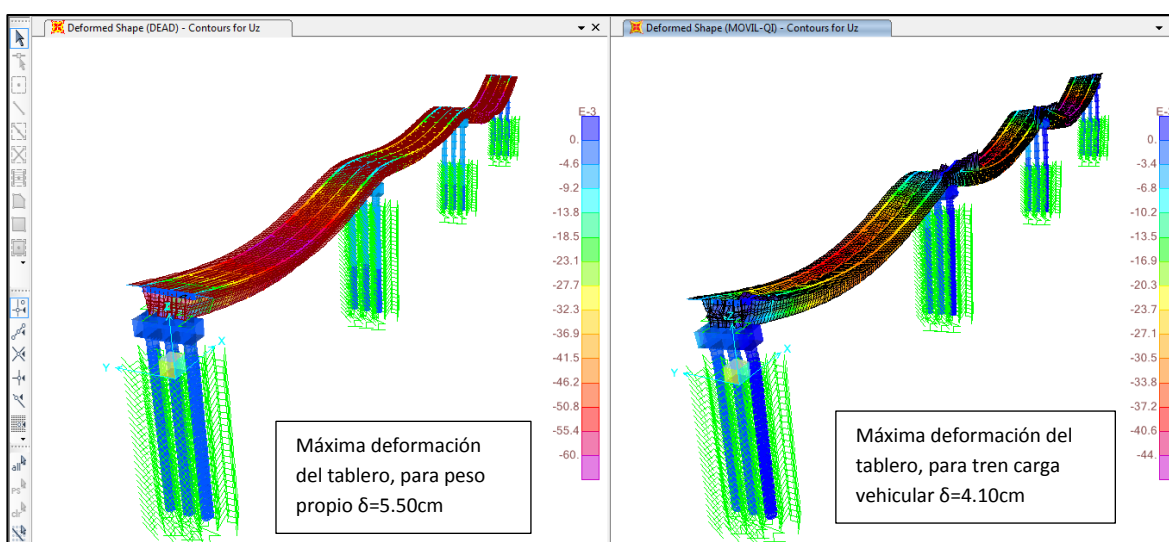


Fig 94 Modelo 4 en SAP2000, deformación del peso propio y vehículo ELS (Fuente: Elab. propia).

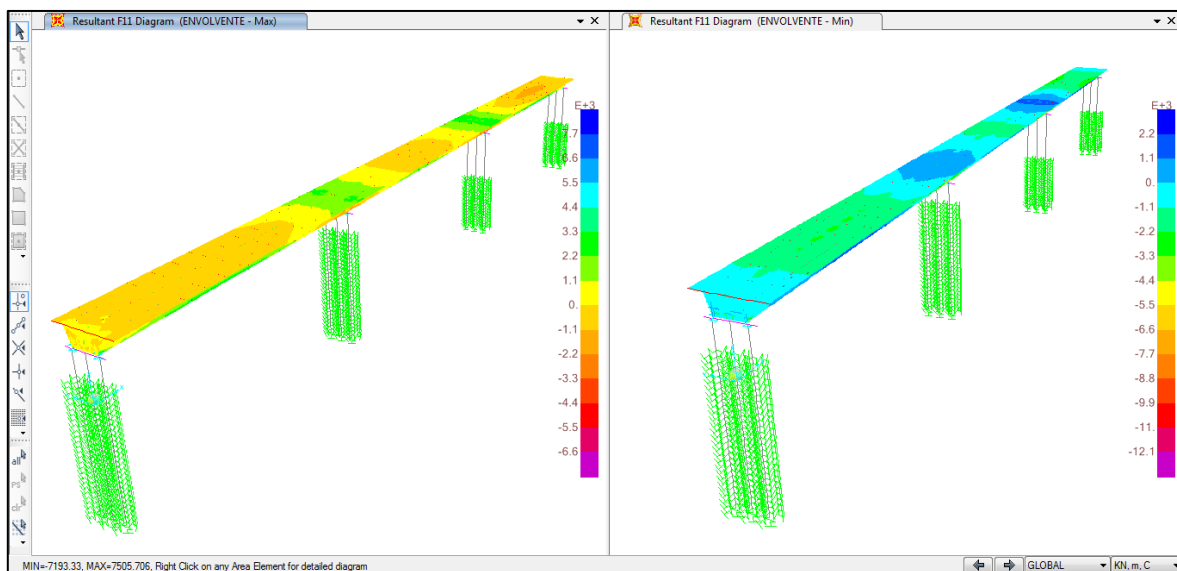


Fig 95 Modelo 4 en SAP2000, acciones internas F11 en kN/m, de la envoltente de diseño ELU max y min. (Fuente: Elaboración propia).

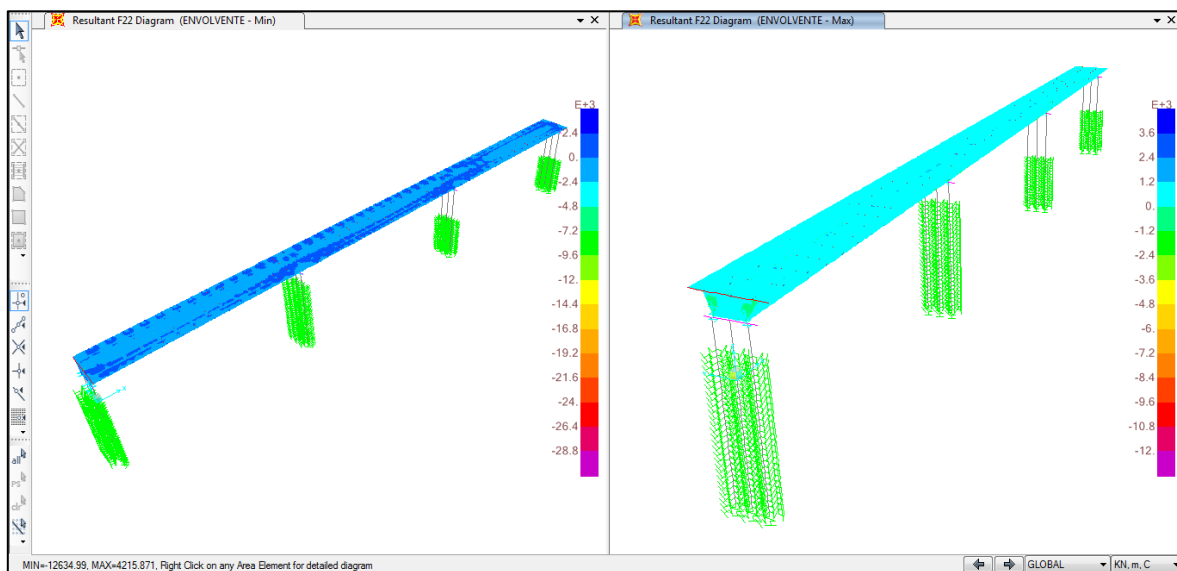


Fig 96 Modelo 4 en SAP2000, acciones internas F22 en kN/m, de la envoltente de diseño ELU max y min. (Fuente: Elaboración propia).

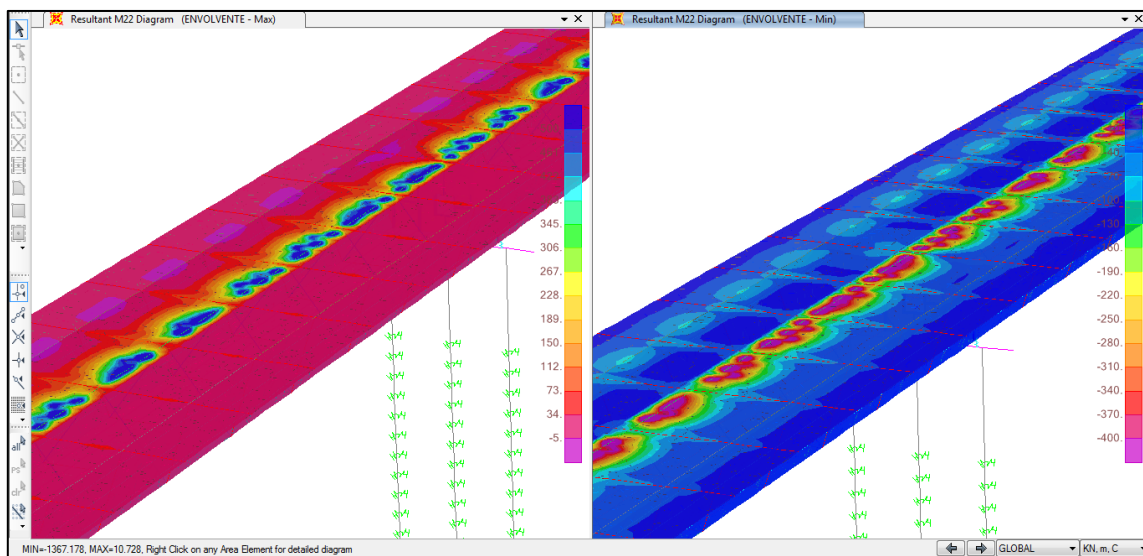


Fig 97 Modelo 4 en SAP2000, acciones internas de flexión M22 en kN.m/m, de la envoltura de diseño ELU max y min. (Fuente: Elaboración propia).

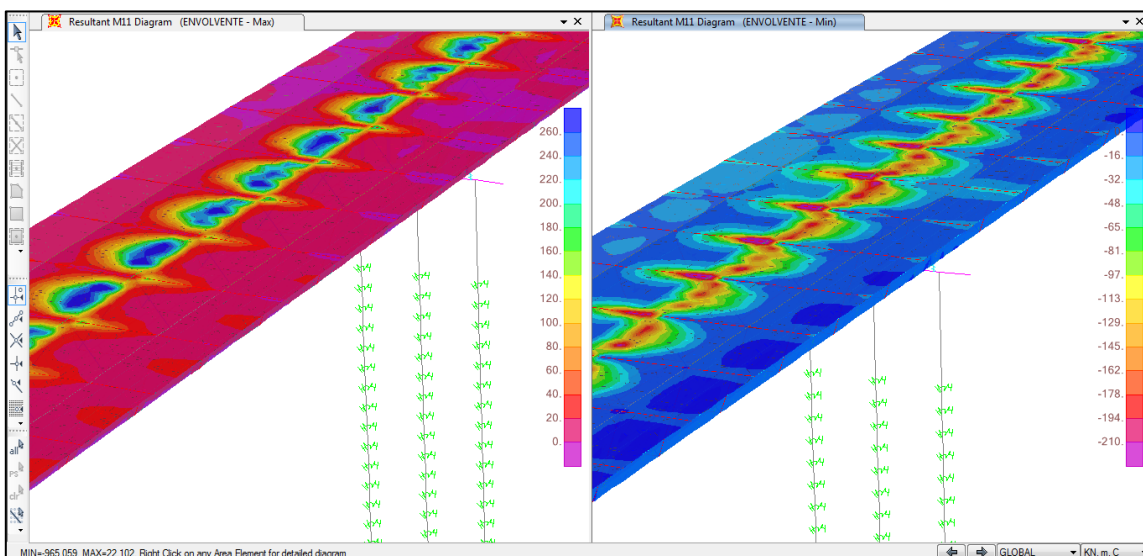


Fig 98 Modelo 4 en SAP2000, acciones internas de flexión M11 en kN.m/m, de la envoltura de diseño ELU max y min. (Fuente: Elaboración propia).

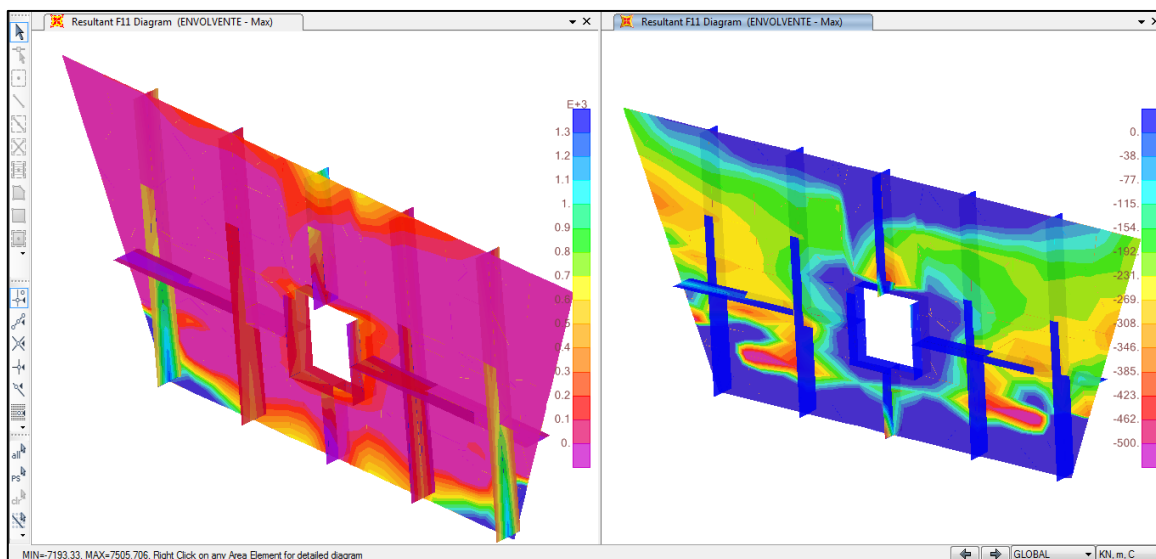


Fig 99 Modelo 4 en SAP2000, acciones internas F11 en kN/m, de la envolvente de diseño ELU max y min. (Fuente: Elaboración propia).

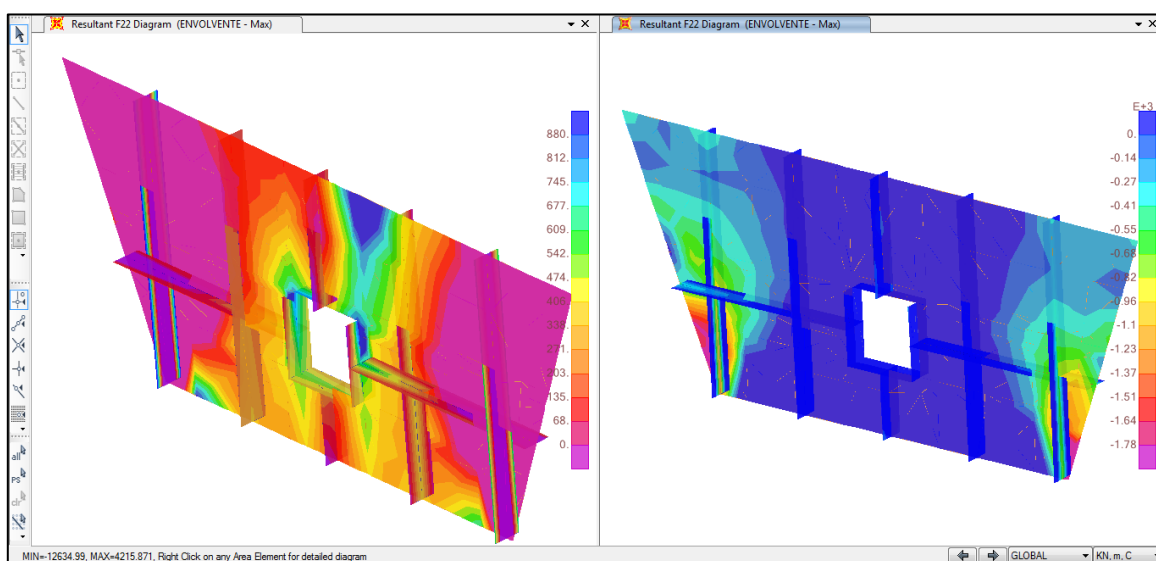


Fig 100 Modelo 4 en SAP2000, acciones internas F22 en kN/m, de la envolvente de diseño ELU max y min. (Fuente: Elaboración propia).

14.DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

Se presenta a continuación un breve procedimiento para el cálculo de un tablero mixto (acero y hormigón), siguiendo los procedimientos establecidos por la norma EN1993-1-5 y la EAE, para el resto de los miembros, se lo determinara de forma automática con la opción “*Design*” del SAP2000.

14.1. PROPIEDADES MECANICAS DE LA SECCION TABLERO EN APOYOS

La sección cajón de acero tiene 3500mm de profundidad, y está compuesto por los siguientes elementos (ver figura 17):

- Patines superiores 1100mm y espesor de chapa de 60mm.
- Altura del alma 3500mm (altura media de la sección) y espesor de chapa de 20mm.
- Patín inferior de 6200mm y espesor de chapa de 40mm.

El patín inferior de la sección metálica de cajón, consta de 7 rigidizadores en forma de T, los cuales presentan las siguientes características:

- Patín superior con ancho de chapa 250mm y espesor 30mm.
- Alma con altura de chapa de 350mm y espesor de 30mm.

Las propiedades mecánicas de la parte de acero estructural de la sección de caja por sí sola (incluidos los 7 refuerzos longitudinales en el patín inferior) son por lo tanto:

Tabla XXI Propiedades de la sección metálica en los apoyos (Fuente: Elaboración propia)

PARAMETROS GEOMETRICOS DE LA SECCION METALICA			
AREA:	$A_r=0.8383\text{m}^2$	MODULO EL. 2-2(lzq):	$S_{a2}=1.4327\text{m}^3$
BARICENTRO:	$Y_a=2.31\text{m}$	MODULO EL. 2-2(Der):	$S_{a2}=1.4406\text{m}^3$
BARICENTRO:	$Y_{a'}=1.28\text{m}$	MODULO PL. 3-3:	$Z_{a3}=0.9653\text{m}^3$
INERCIA 3-3:	$I_{a3}=1.6078\text{m}^4$	MODULO PL. 2-2:	$Z_{a2}=2.0521\text{m}^3$
INERCIA 2-2:	$I_{a2}=6.322\text{m}^4$	RADIO GIRO 3-3:	$r_{a3}=1.3848\text{m}$
MODULO EL. 3-3(Sup):	$S_{a3}=0.6964\text{m}^3$	RADIO GIRO 2-2:	$r_{a2}=2.7461\text{m}$
MODULO EL. 3-3(Inf):	$S_{a3}=1.259\text{m}^3$	CONS. TORSIONAL J:	$J_a=0.004268$

Como la losa de hormigón está en tensión alrededor de cada soporte interno P1 a P6, su resistencia no se tiene en cuenta para verificar la sección transversal. Solo se considera el refuerzo longitudinal de la losa. Las propiedades mecánicas de la sección de caja compuesta (parte de acero estructural y refuerzo de 266 Ø32mm en la losa) son por lo tanto:

Tabla XXII Propiedades de la sección metálica con los refuerzos de la losa en los apoyos
(Fuente: Elaboración propia)

PARAMETROS GEOMETRICOS DE LA SECCION CAJON METALICA EN APOYOS			
AREA:	Ar=1.0396m ²	MODULO EL. 2-2(Izq):	S2=1.405m3
BARICENTRO:	Y=1.95m	MODULO EL. 2-2(Der):	S2=1.405m3
BARICENTRO:	Y'=1.75m	MODULO PL. 3-3:	Z3=1.448m3
INERCIAS 3-3:	I3=2.5341m ⁴	MODULO PL. 2-2:	Z2=2.873m3
INERCIAS 2-2:	I2=9.3449m ⁴	RADIO GIRO 3-3:	r3=1.561m
MODULO EL. 3-3(Sup):	S3=1.301m3	RADIO GIRO 2-2:	r2=2.998m
MODULO EL. 3-3(Inf):	S3=1.446m3	CONS. TORSIONAL J:	J=0.005335

14.2. FUERZAS Y MOMENTOS INTERNOS

Las fuerzas y momentos internos obtenidos por el modelo de diseño en ELU después del análisis global agrietado y respetando los pasos de construcción son los siguientes para toda la sección de caja (ver Figuras 16 y 17):

Tabla XXIII Acciones internas ELU en los 3 modelos (Fuente: Elaboración propia)

ACCIONES INTERNAS (ELU) EN SECCION METALICA								
MODELO	CASO CONSTRUCCION				FUNCIONAMIENTO			
	NEd(+)	NEd(-)	VEd2-2	MEd3-3(-)	NEd(+)	NEd(-)	VEd2-2	MEd3-3(-)
1	3441	-13126	0	-12672				
2	3839	-16078	0	-22124				

ACCIONES INTERNAS (ELU) EN SECCION MIXTA								
MODELO	CASO CONSTRUCCION				FUNCIONAMIENTO			
	NEd(+)	NEd(-)	VEd2-2	MEd3-3(-)	NEd(+)	NEd(-)	VEd2-2	MEd3-3(-)
1	3987	-14886	15893	-69992				
2	3839	-16078	27651	-194125.81				
3					7784	-12954	14065	-184319

El momento de flexión M_{Ed} que predomina para el diseño de la sección en los apoyos, para la condición cajón metálica es -22124kNm (antes del paso de hormigonado del segmento de losa que incluye la sección de caja estudiada), y para la sección de cajón compuesta de -194126kNm (parte de acero estructural + refuerzo).

14.3. AREA EFECTIVA DEL PATIN INFERIOR

El patín inferior del cajón metálico, es una placa rígida ilustrada en la figura 101 por los siete refuerzos longitudinales en forma de T descritos anteriormente y por los rigidizadores transversales que se espacian regularmente cada 5m, y sirven de arriostramiento del cajón. Como está en compresión en ELU para la sección de caja estudiada en los soportes internos P1 a P6, se debe prestar atención a su posible pandeo de la placa.

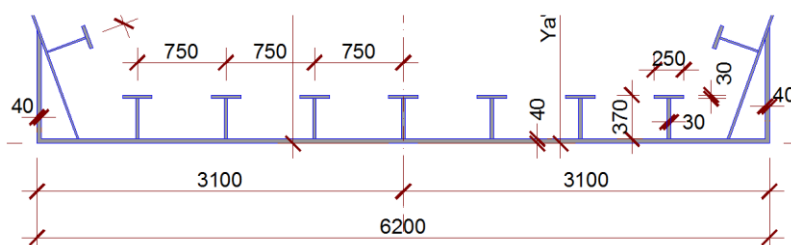


Fig 101 Patín inferior del cajón metálico, con rigidizadores tipo T (Fuente: Elaboración propia).

14.3.1. Pandeo de del patín inferior y sus refuerzos

La primera tarea es verificar que los elementos que conforman los sub-paneles no se doblen. En la sección en los soportes P1 a P6, estos sub-paneles están todos uniformemente en compresión ($\psi = 1$):

- Sub-panel del patín inferior, entre los rigidizadores 720x40mm²:

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{720}{40} = 18 < 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 26.85, \text{ elemento de clase 1 (tabla 20.3a, EAE)}$$

- Alma del rigidizador T (350x30mm²)

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{350}{30} = 11.67 < 33 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 26.85, \text{ elemento clase 1 (tabla 20.3a, EAE)}$$

- Voladizo del patín de refuerzo de la sección T (110x30mm²)

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{110}{30} = 3.66 < 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 7.32, \text{ elemento clase 1 (tabla 20.3b, EAE)}$$

Por lo tanto, ninguno de estos sub-paneles muestra ningún riesgo de pandeo de la placa y son completamente efectivos: $\rho=1$ donde ρ es el factor de reducción aplicado al área bruta para obtener el área efectiva.

Si uno de estos miembros hubiera sido un elemento clase 4, habría sido necesario determinar su área efectiva utilizando EN1993-1-5, 4.4.

14.3.2. Pandeo global del panel rígido

Como siguiente procedimiento, es verificar que la placa o patín inferior rígido de la sección cajón, no se doble como una todo.

El área efectiva correspondiente $A_{c,eff}$ se calcula usando la siguiente ecuación indicada en EN1993-1-5, 4.5.1:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + A_{c,eff,edges}$$

Dónde:

- $A_{c,eff,loc}$ es el área efectiva de la parte central de la placa rigidizada teniendo en cuenta el pandeo en los paneles secundarios (ver figura 102).
- $A_{c,eff,edges}$ es el área efectiva de los bordes de la placa rigidizada teniendo en cuenta el pandeo en los paneles secundarios (ver figura 102).
- ρ_c es el factor de reducción de la placa rígida determinado al examinar su comportamiento general. Este factor solo afecta la parte central de la placa rígida

La figura 101 ilustra estas áreas efectivas en el caso de la geometría estudiada suponiendo que hubiera habido una reducción en el área de pandeo de los subpaneles elementales uniformemente en compresión.

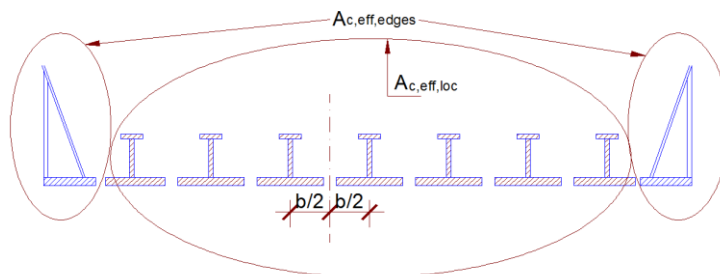


Fig 102 Distinción de las partes central y de borde del patín inferior de acero rigidizado (Fuente: Elaboración propia).

El área efectiva $A_{c,eff}$ así determinado se reduce luego por el coeficiente para el efecto de arrastre por corte (Ver EN1993-1-5,3.3(1) nota 3)

El factor de reducción ρ se determina por interpolación entre la reducción factores determinados para el pandeo de la columna de un refuerzo asociado con un ancho de partición de la placa inferior (comportamiento tipo columna χ_c), conforme a lo indicado en EN1993-1-5, 4.5.4(1) y para la placa pandeo de la placa rígida global (comportamiento de tipo de placa ρ):

$$\rho_c = (\rho - \chi_c)\xi(2 - \xi) + \chi_c$$

El coeficiente ξ , es define posteriormente.

a) Comportamiento tipo columna

La sección transversal de la columna que se considerará, se compone de la cruz sección de un refuerzo longitudinal y la sección transversal eficaz de la chapa inferior que rodea el refuerzo. Todas estas áreas efectivas se calculan con respecto al pandeo de sub-paneles elementales (ver figura 103). Para el ejemplo de diseño, esta sección transversal está completamente en compresión ($\psi = 1$).

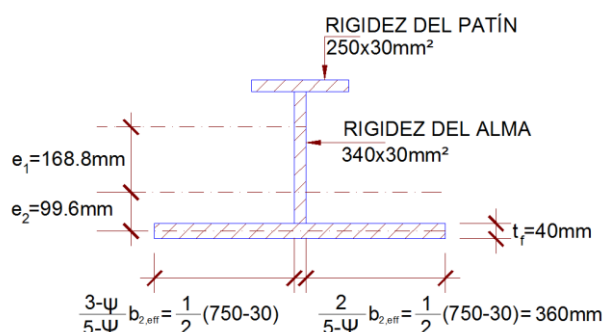


Fig 103 Sección transversal de la columna (Fuente: Elaboración propia).

Las propiedades mecánicas de esta columna son las siguientes:

- $e_1 = 168.80\text{mm}$ (distancia entre centro de gravedad de la columna y centro de gravedad de la rigidez total).
- $e_2 = 99.60\text{mm}$ (distancia entre centro de gravedad de la columna y el centro de gravedad de la chapa inferior de la sección).
- $A_{sl,1} = 47700\text{mm}^2$.
- $I_{sl,1} = 1.1 \times 10^9 \text{mm}^4$.

El esfuerzo de pandeo crítico elástico de la columna es:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E_a I_{sl,1}}{A_{sl,1} a^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1100000000}{47700 \cdot 5000^2} = 1912 \text{ MPa}$$

(Con $a = 5.00\text{m}$, longitud de la columna entre los arriostramiento de la viga cajón).

El coeficiente de eficiencia de la columna con respecto al pandeo local de la chapa es (EN1993-1-5, 4.5.3 (4)):

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{sl,1,eff}}{A_{sl,1}} = 1.0$$

La esbeltez reducida de la columna es deducida:

$$\bar{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,c}}} = 0.5$$

El factor de reducción χ_c se calcula utilizando la curva de pandeo de la columna c para los refuerzos abiertos. En caso de rigidizadores cerrados, se debe adoptar la curva de pandeo de la columna b. El factor de imperfección usual $\alpha = 0,49$ de la curva c se reemplaza por:

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0.09}{i/e} = 0.63$$

Donde $i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} = 103.3 \text{ mm}$ y $e = \max(e_1; e_2) = 161\text{mm}$

Esto por lo tanto da (EN1993-1-1, 6.3.1.2):

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha_e(\bar{\lambda}_c - 0.2) + \bar{\lambda}_c^2] = 0.72$$

$$\chi_c = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_c^2}} = 0.808$$

b) Comportamiento tipo de la chapa (factor ρ)

El esfuerzo crítico de pandeo elástico de la chapa inferior y de la chapa rigidizada es:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E \text{ con } \sigma_E = \frac{\pi^2 E_a t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 40^2}{12(1-0.3^2)6200^2} = 7.90 \text{ MPa}$$

El coeficiente $k_{\sigma,p}$ de pandeo de la chapa inferior se obtiene usando un software específico o tablas apropiadas. El Anexo A1 para EN1993-1-5 proporciona una formulación aproximada en la que la chapa está equipada con al menos tres refuerzos longitudinales espaciados equitativamente:

$$\psi = 1.00$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{5000}{6200} = 0.806 \geq 0.50$$

$$\delta = \frac{\sum A_{sl}}{bt_f} = \frac{47700}{6200 \times 40} = 0.192$$

$$\gamma = I_{sl} \frac{12(1-\nu^2)}{bt_f^3}, \text{ donde el momento de inercia de la chapa rigidizada es:}$$

$$I_{sl} = 7 \times 1.1 \times 10^9 + 2 \times 475 \times 40^3 / 12 = 7705066666 \text{ mm}^4$$

$$\gamma = 7705066666 \cdot \frac{12(1-0.3^2)}{6200 \times 40^3} = 212.04$$

Como $\alpha \leq \sqrt[4]{\gamma} = \sqrt[4]{212.04} = 3.816$, dando esto, como coeficiente de pandeo:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2[(1+\alpha^2)^2 + \gamma - 1]}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \delta)} = \frac{2[(1+0.806^2)^2 + 212.04 - 1]}{0.806^2(1+1)(1+0.192)} = 276.05$$

El esfuerzo crítico, resulta: $\sigma_{cr,p} = 276.05 \times 7.90 = 2180.80 \text{ MPa}$

El coeficiente de eficiencia de la chapa con respecto al pandeo de la chapa local (EN1993-1-5, 4.5.2(1)), es:

$$\beta_{A,c} = \frac{A_{c,eff,loc}}{A_c} = \frac{7 \times 47700}{333900 + 3800} = 0.989$$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \sqrt{\frac{0.989 \times 355}{2180.80}} = 0.401$$

Como $\bar{\lambda}_p \leq 0.673$ el factor de reducción y para el tipo de comportamiento de la chapa es $\rho = 1$. (EN1993-1-5, 4.4(2)).

c) Factor de reducción ρ_c

La interpolación entre el tipo de comportamiento de la chapa y el tipo de comportamiento es dado por (EN1993-1-5, 4.5.4(1)):

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \xi (2 - \xi) + \chi_c, \text{ donde } 0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1$$

$$\xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 = \frac{2180.80}{1912} - 1 = 0.1406$$

Por lo tanto $\xi = 0.1406$ y el patín inferior se comporta como una pura columna, entonces:

$$\rho_c = (1 - 0.808) \cdot 0.1406 \cdot (2 - 0.1406) + 0.808 = 0.858$$

d) Área efectiva de la chapa o patín inferior rigidizado

El área efectiva (descrita en EN1993-1-5 sin ningún subíndice) de la chapa rigidizada teniendo en cuenta el pandeo de esta y el de desfase a cortante, se obtiene mediante:

$$A_{c,eff}^* = \beta^k A_{c,eff} = \beta^k [\rho_c A_{c,eff,loc} + A_{c,eff,edges}]$$

Donde:

- Para el soporte interno $k=0.09$ (EN1993-1-5, tabla 3.1)

$$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6.0 \left(k - \frac{1}{2500k} \right) + 1.6k^2} = \frac{1}{1 + 6.0 \left(0.09 - \frac{1}{2500 \times 0.09} \right) + 1.6 \times 0.09^2} = 0.655$$

- Restos de terminos descritos en apartados anteriores.

En nuestro diseño, no hay reducción para el pandeo local de la chapa, entonces $A_{c,eff,loc}$ y $A_{c,eff,edges}$ corresponden a las areas gruesas de la seccion del centro y de la parte de los extremos de la chapa, definidas en el apartado a).

$$A_{c,eff,loc} = 7 \times 47700 = 333900 \text{ mm}^2$$

$$A_{c,eff,edges} = 40 \times (6200 - 7 \times 750) = 3800 \text{ mm}^2$$

El area efectiva, resulta entonces:

$$A_{c,eff}^* = 0.655^{0.09} [0.858 \times 333900 + 3800] = 279439.70 \text{ mm}^2$$

Si comparamos con el área gruesa inicial del patin rigidizado $A_c = (333900 + 3800) \text{ mm}^2 = 337700$, esto corresponde a una reducción del patin inferior del 17%. La figura 104 ilustra la geometría del área efectiva del patín inferior al calcular las propiedades mecánicas:

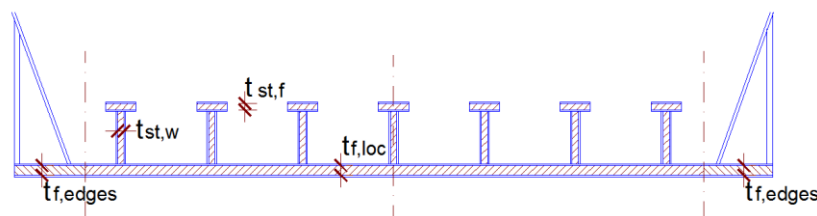


Fig 104 Sección eficaz del patín inferior rígido (Fuente: Elaboración propia).

$$T_{st,f} = 0.83 \times 30 \text{ mm} = 24.90 \text{ mm}; t_{st,w} = 0.83 \times 30 \text{ mm} = 24.90 \text{ mm}$$

$$T_{f,loc} = 0.83 \times 40 \text{ mm} = 33.20 \text{ mm}; t_{f,edges} = 0.83 \times 40 \text{ mm} = 33.20 \text{ mm}$$

Las nuevas propiedades mecánicas de la sección transversal se calculan reemplazando el área bruta del patín inferior por su área efectiva, siguiendo el principio de la figura 96.

La forma del patín inferior se conserva así. Los grosores de varios elementos en la parte "media" se multiplican por un coeficiente $k = \rho \beta$, mientras que los grosores de los elementos en la parte "borde" se multiplican por un coeficiente $k = \beta$.

Las nuevas propiedades mecánicas de la parte de la sección cajón metálica de acero, queda por lo tanto con los siguientes parámetros:

Tabla XXIV Propiedades de la sección cajón metálica reducida (Fuente: Elaboración propia)

AREA:	$A_{r1} = 0.7628 \text{ m}^2$	MODULO EL. 2-2(Izq):	$S_{a2-1} = 1.562 \text{ m}^3$
BARICENTRO:	$Y_{a1} = 2.14 \text{ m}$	MODULO EL. 2-2(Der):	$S_{a2-1} = 1.562 \text{ m}^3$
BARICENTRO:	$Y_{a1'} = 1.36 \text{ m}$	MODULO PL. 3-3:	$Z_{a3-1} = 0.821 \text{ m}^3$
INERCIA 3-3:	$I_{a3-1} = 1.4933 \text{ m}^4$	MODULO PL. 2-2:	$Z_{a2-1} = 1.744 \text{ m}^3$
INERCIA 2-2:	$I_{a2-1} = 6.0136 \text{ m}^4$	RADIO GIRO 3-3:	$r_{a3-1} = 1.399 \text{ m}$
MODULO EL. 3-3(Sup):	$S_{a3-1} = 0.697 \text{ m}^3$	RADIO GIRO 2-2:	$r_{a2-1} = 2.808 \text{ m}$
MODULO EL. 3-3(Inf):	$S_{a3-1} = 1.100 \text{ m}^3$	CONS. TORSIONAL J:	$J_{a-1} = 0.0036$

Las nuevas propiedades mecánicas de la parte de la sección mixta del cajón metálica de acero más los 266 refuerzos de $\varnothing 32 \text{ mm}$, queda por lo tanto con los siguientes parámetros:

Tabla XXV Propiedades de la sección cajón mixto reducido (Fuente: Elaboración propia)

AREA:	Ar2=0.9767m ²	MODULO EL. 2-2(lzq):	Sa2-2=2.381m ³
BARICENTRO:	Ya2=1.85m	MODULO EL. 2-2(Der):	Sa2-2=2.381m ³
BARICENTRO:	Ya2'=1.85m	MODULO PL. 3-3:	Za3-2=1.231m ³
INERCIA 3-3:	Ia3-2=2.3526m ⁴	MODULO PL. 2-2:	Za2-2=2.442m ³
INERCIA 2-2:	Ia2-2=9.1669m ⁴	RADIO GIRO 3-3:	ra3-2=1.552m
MODULO EL. 3-3(Sup):	Sa3-2=1.274m ³	RADIO GIRO 2-2:	ra2-2=3.064m
MODULO EL. 3-3(Inf):	Sa3-2=1.269m ³	CONS. TORSIONAL J:	Ja2=0.0045

14.4. ÁREA EFECTIVA DEL ALMA

A partir de los valores de los momentos de flexión M_{Ed} (ver tabla XXIII) y de las propiedades mecánicas de las tablas XXIV y XXV, el extremo normal las tensiones en el alma en ELU son las siguientes:

- Para la sección de cajón metálico

$$\text{Extremo superior } \sigma_{\text{sup}} = M_{Ed} \frac{y_{a1} - t_{fs}}{I_{a3-1}} = 22124 \times 10^6 \frac{2140 - 40}{1.4933 \times 10^{12}} = +31.11 \text{ MPa}$$

$$\text{Extremo inferior } \sigma_{\text{inf}} = M_{Ed} \frac{y_{a1'} - t_{fi}}{I_{a3-1}} = 22124 \times 10^6 \frac{1360 - 33.20}{1.4933 \times 10^{12}} = -19.66 \text{ MPa}$$

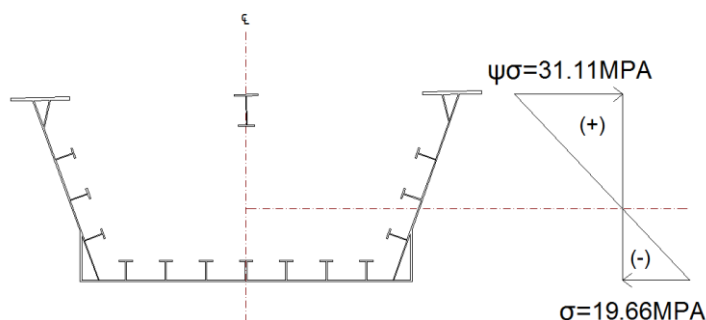


Fig 105 Esfuerzos en el alma para estudio del pandeo de la sección metálica reducida (Fuente: Elaboración propia).

- Para la sección de cajón mixto

$$\text{Extremo superior } \sigma_{\text{sup}} = M_{Ed} \frac{y_{a2} - t_{fs}}{I_{a3-2}} = 194126 \times 10^6 \frac{1850 - 40 - 200}{2.3526 \times 10^{12}} = +132.85 \text{ MPa}$$

$$\text{Extremo inferior } \sigma_{\text{inf}} = M_{Ed} \frac{y_{a2'} - t_{fi}}{I_{a3-2}} = 194126 \times 10^6 \frac{1850 - 33.20}{2.3526 \times 10^{12}} = -149.91 \text{ MPa}$$

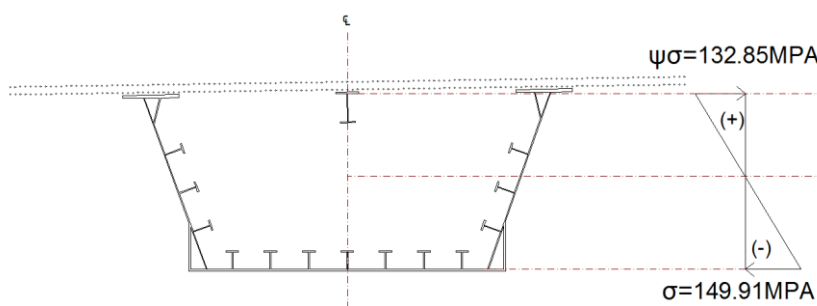


Fig 106 Esfuerzos en el alma para estudio del pandeo de la sección mixta reducida (Fuente: Elaboración propia).

$$\psi = \sigma_{\text{sup}} / \sigma_{\text{inf}} = 132.85 / (-149.91) = -0.89 > -1 \quad (\text{EN 1993-1-1, tabla 5.2})$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{3500 - 40 - 33.2}{20} = 171.34 > \frac{42\epsilon}{0.67 + 0.33\psi} = \frac{42x\sqrt{\frac{235}{355}}}{0.67 + 0.33(-0.89)} = 90.81$$

El alma es entonces un elemento del tipo clase 4, y se debe determinar su área efectiva.

Siendo $0 > \psi > -1$, la tensión de pandeo de la placa crítica elástica de la banda se obtiene mediante:

$$k_{\sigma} = 7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$$

$$k_{\sigma} = 7.81 - 6.29x(-0.89) + 9.78x(-0.89)^2 = 21.15$$

Donde el esfuerzo crítico del alma se determina a través de la siguiente expresión establecida en EN1993-1-5, tabla 4.1.

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \sigma_E = k_{\sigma} \frac{\pi^2 E_a}{12[1 - \nu^2]} \left[\frac{t_w}{h_w} \right]^2$$

$$\sigma_{cr} = 21.15 \frac{\pi^2 \times 210000}{12[1 - 0.3^2]} \left[\frac{20}{3426.8} \right]^2 = 136.74 \text{ MPa}$$

La esbeltez reducida del alma viene dada por (EN1993-1-5, 4.4 (2)):

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{355}{136.74}} = 1.16 > 0.673$$

El coeficiente de reducción para el pandeo del alma es obtenido por la siguiente expresión:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055[3 + \psi]}{\bar{\lambda}_p^2} = \frac{1.16 - 0.055[3 + (-0.89)]}{1.16^2} = 0.776$$

Usando este coeficiente ρ y la altura del alma en compresión.

$$h_{wc} = h_w / (1 - \psi) = 3500 / (1 - (-0.89)) = 1851.85 \text{ mm}$$

La profundidad efectiva del alma en la compresión es deducido $h_{w,eff} = \rho h_{wc} = 0.776 \times 1851.85 = 1437.04 \text{ mm}$. Esto se compone de dos porciones el alma del cajón (EN 1993-1-5, tabla 4.1):

- En el lado del alma inferior sobre una altura de: $h_{w,eff,1} = 0.4h_{w,eff} = 575 \text{ mm}$.
- Sobre el «agujero de pandeo de la placa» a una altura de: $h_{w,eff,2} = 0.6h_{w,eff} = 862 \text{ mm}$.

En la figura 106, se ilustra la localización del agujero de pandeo de la placa, en la altura del alma del cajón metálico.

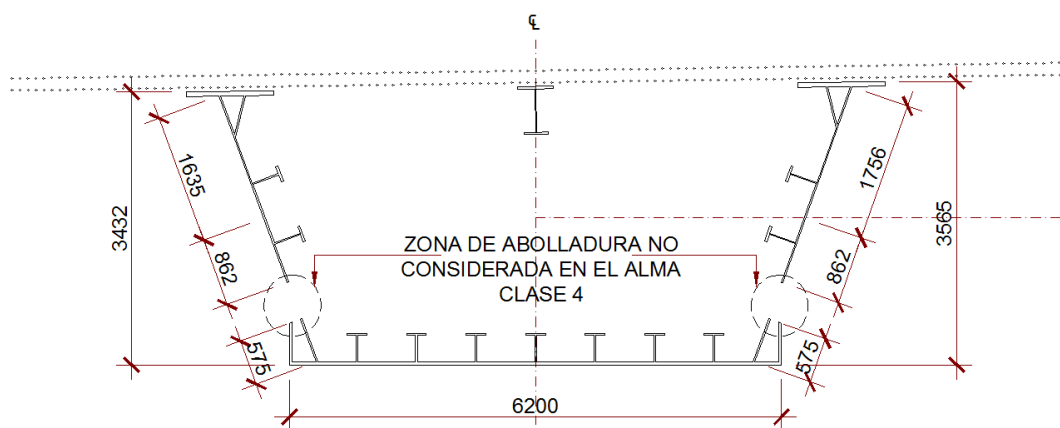


Fig 107 Sección efectiva del alma del cajón, en los soportes del puente P1 a P6 (Fuente: Elaboración propia).

14.5. PROPIEDADES MECÁNICAS FINALES DE LA SECCIÓN CAJÓN

Las propiedades efectivas mecánicas finales de la sección de caja de acero estructural (patín inferior y alma en los soportes) son por lo tanto:

Tabla XXVI Propiedades de la sección cajón metálica reducida (Fuente: Elaboración propia)

AREA:	Ar1=0.6936m ²	MODULO EL. 2-2(Izq):	Sa2-1=1.404m ³
BARICENTRO:	Ya1=2.09m	MODULO EL. 2-2(Der):	Sa2-1=1.404m ³
BARICENTRO:	Ya1'=1.41m	MODULO PL. 3-3:	Za3-1=0.697m ³
INERCIA 3-3:	Ia3-1=1.468m ⁴	MODULO PL. 2-2:	Za2-1=1.483m ³
INERCIA 2-2:	Ia2-1=5.4052m ⁴	RADIO GIRO 3-3:	ra3-1=1.455m
MODULO EL. 3-3(Sup):	Sa3-1=0.704m ³	RADIO GIRO 2-2:	ra2-1=2.792m
MODULO EL. 3-3(Inf):	Sa3-1=1.039m ³	CONS. TORSIONAL J:	Ja-1=0.0033

Las propiedades mecánicas finales de la sección mixta efectiva del cajón (acero estructural y refuerzo) son por lo tanto:

Tabla XXVII Propiedades de la sección cajón mixto reducido (Fuente: Elaboración propia)

AREA:	Ar2=0.9075m ²	MODULO EL. 2-2(Izq):	Sa2-2=2.223m ³
BARICENTRO:	Ya2=1.77m	MODULO EL. 2-2(Der):	Sa2-2=2.223m ³
BARICENTRO:	Ya2'=1.93m	MODULO PL. 3-3:	Za3-2=1.046m ³
INERCIA 3-3:	Ia3-2=2.2678m ⁴	MODULO PL. 2-2:	Za2-2=2.076m ³
INERCIA 2-2:	Ia2-2=8.5586m ⁴	RADIO GIRO 3-3:	ra3-2=1.581m
MODULO EL. 3-3(Sup):	Sa3-2=1.284m ³	RADIO GIRO 2-2:	ra2-2=3.071m
MODULO EL. 3-3(Inf):	Sa3-2=1.172m ³	CONS. TORSIONAL J:	Ja2=0.0039

14.6. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA A FLEXIÓN

A partir de los valores de los momentos de flexión M_{Ed} (ver tabla XXIII) y de las propiedades mecánicas en el párrafo anterior 14.5, el extremo normal las tensiones en ELU son las siguientes:

- Para la sección de cajón metálico

$$\text{Extremo superior } \sigma_{\text{sup}} = M_{Ed} \frac{y_{a1}}{I_{a3-1}} = 22124 \times 10^6 \frac{2090}{1.4680 \times 10^{12}} = +31.50 \text{ MPa}$$

$$\text{Extremo inferior } \sigma_{\text{inf}} = M_{Ed} \frac{y_{a1'}}{I_{a3-1}} = 22124 \times 10^6 \frac{1410}{1.4680 \times 10^{12}} = -21.25 \text{ MPa}$$

- Para la sección de cajón mixto

Extremo superior en refuerzo

$$\sigma_{\text{sup}} = M_{Ed} \frac{y_{a2}}{I_{a3-2}} = 194126 \times 10^6 \frac{1770}{2.2678 \times 10^{12}} = +151.51 \text{ MPa (Tracción)}$$

Extremo patín superior del cajón

$$\sigma_{\text{sup}} = M_{Ed} \frac{y_{a2}}{I_{a3-2}} = 194126 \times 10^6 \frac{1570}{2.2678 \times 10^{12}} = +134.39 \text{ MPa (Tracción)}$$

Extremo patín inferior del cajón

$$\sigma_{\text{inf}} = M_{Ed} \frac{y_{a2'}}{I_{a3-2}} = 194126 \times 10^6 \frac{1930}{2.2678 \times 10^{12}} = -165.21 \text{ MPa (Compresión)}$$

Luego estos esfuerzos, se compara con la resistencia de los materiales que componen la sección, siguiendo a continuación la verificación:

Tensión de tracción en el refuerzo:

$$\sigma_{s,\text{reinf}} \geq \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa} > \text{a } 151.51 \text{ MPa, satisface la tensión en tracción.}$$

Tensión de tracción en patín superior:

$$\sigma_{s,\text{sup}} \geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = \frac{355(134.39/165.21)}{1.00} = 288.77 \text{ MPa} > \eta_{1,\text{inf}} = 134.39/288.77 = 0.465 < 1.00,$$

satisface la tensión en tracción.

Tensión de compresión en patín superior:

$$\sigma_{s,\text{sup}} \geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = \frac{355}{1.00} = 355 \text{ MPa} > \eta_{1,\text{inf}} = 165.21/355 = 0.465 < 1.00, \text{ satisface la tensión en}$$

compresión.

La sección del cajón efectiva se ha verificado aquí con el momento de flexión calculado en la sección transversal para la envolvente de los soportes P1 a P6. Esto normalmente debería llevarse a cabo con un valor inferior calculado en la sección transversal ubicada a la distancia $\min [0.4.a; 0.5.h] = 1400 \text{ mm}$ desde los soportes P1 a P6 (EN 1993-1-5, 4.6(3)).

Por último, se recuerda que es permisible calcular las tensiones en el plano neutral de los patines en lugar de las fibras extremas de estas (EN 1993-1-1, 6.2.1(9)).

15.PROCESO CONSTRUCTIVO

A continuación se presenta el proceso de construcción de la solución alternativa planteada para salvar el cruce del río Daule, este procedimiento se presentará también en las láminas de diseño EST-EQM-005 a 010, presentado en los anejos de este informe.

- a) Localización y replanteo del sitio de implantación del puente.
- b) Adquisición del acero estructural para la fabricación de las chapas y perfiles del cajón metálico.
- c) Inicio de fabricación de del cajón metálico en taller.
- d) Compactación dinámica del suelo de fundación, conforme a los requerimientos del estudio geotécnicos.
- e) Barrenado de los pilotes provisionales ($\varnothing 300\text{mm}$) y de los pilotes principales del puente en estribos y pilas ($\varnothing 1600\text{mm}$).
- f) Ejecución del relleno provisional para la plataforma de lanzamiento en la cota +7.30, en la margen del lado de Guayaquil del río, el cual deberá cumplir los mínimos requisitos de compactación, los cuales se medirán su grado de compactación a través de densímetro nuclear.
- g) Armado, encofrado y fundición de bercos o apoyos provisionales, plataforma de riel, y de los estribos del puente previa fundición de hormigón regularización.
- h) Ubicación y montaje de los apoyos de neopreno teflón en todos los apoyos fijos y provisionales del puente.
- i) Montaje y ensamblaje en obra del primer tramo de 150m del cajón metálico, el cual será ubicación conforme lo dispuesto en este plano.
- j) Encofrado, armado y fundición del tablero de la losa del puente en una longitud de 85.35m, iniciando desde el apoyo ap1.
- k) Montaje e instalación de la torre de atirantamiento con sus cojinetes activos y pasivos, ubicado en la posición indicada en el diseño, y con una tensión mínima de los cables de 750kn.
- l) Ubicación de la percha de empuje en los rieles de rodaje, e instalación de los cables de halar desde el estribo e1 (anclaje pasivo) a la estructura del la percha (anclaje activo).
- m) Ejecución del primer módulo de lanzamiento en una longitud de 26.95m, y fabricación del siguiente módulo de 26.95m.
- n) Ejecución del segundo lanzamiento en una longitud de 25.95m, fabricación del tercer módulo de 25.95m y lanzado de este.
- o) Posterior al tercer lanzamiento se podrá realizar lanzados de tablero con luces de 51.90m, 52.15m, 78.00m, y 25.825.

- p) Cuando el pico de lanzado se aproxima a cada uno de los apoyos fijos del puente se deberá aplicar una tensión a cada cable de 1350kn, para que este alcance la cota de montaje a los apoyos.
- q) Se deberá ubicar puntos fijos de topografía para controlar el eje del proyecto del puente y operarios que realicen las maniobras de retiro y colocación de los teflones que salen del apoyo tablero, producto del empuje realizado a este.

16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presentó en esta memoria el desarrollo sintetizado de un proyecto de cálculo estructural para un puente continuo de sección cajón mixto, el cual recogió las últimas normas, reglamentos y tecnologías de diseño vigentes en Europa y España, para la solución alternativa del proyecto de licitación internacional del Puente Daule – Guayaquil en Ecuador, para esta solución presentada se puede concluir lo siguiente:

- La solución alternativa del puente presenta una técnica avanzada de construcción mediante el sistema de lanzamiento o empuje del tablero por medio de gatos hidráulicos, procedimiento aun no explorado y ampliado por los ingenieros y constructores del país.
- Urbanísticamente, esta solución mejoraría el ornato de las urbanizaciones del sector, considerando que el lugar donde irá implantado el puente corresponde al nuevo proyecto de crecimiento de Samborondón y Guayaquil y la tipología estructural de este, contrastaría con el lugar.
- Este proyecto disminuiría los riesgos laborales de seguridad industrial y mejoraría el rendimiento del avance de obra, debido a que los trabajos de ensamblaje y construcción se realiza desde suelo firme y el montaje de cada vano completo se lograría en un promedio de dos semanas.
- No requiere del uso de barcazas para trasladar los elementos del puente sobre el río, generando una disminución de impacto sobre el ambiente marino.
- Esta solución disminuye el uso de pilas, ya que la presente técnica se pueden manejar luces mayores de los vanos que las tradicionales de tableros sobre vigas.
- Una de las recomendaciones que si se deben tener en cuenta en esta solución, es la de controlar el eje de proyecto del puente durante su lanzamiento, y la secuencia de lanzado, para así evitar un desplazamiento fuera de su tiro hidráulico de los gatos.
- El coste referencial del puente por unidad de superficie del tablero (ancho 13.30m, longitud 540.35m) para esta solución alternativa, resultó en \$2565.28 dólares americanos de los Estados Unidos.
- Conforme a lo antes enunciado en el diseño estructural del puente, se garantiza que este será estable bajo cargas estáticas, dinámicas y cíclicas durante su vida útil de diseño.

Desde el punto de vista de la ampliación de mi formación, aspecto que cualquier Tesis de Máster debe tener, el presente trabajo ha representado para mí:

- i. Un conocimiento profundo de la normativa española y, por tanto europea, que me ha hecho comprender más profundamente determinados mecanismos de respuesta de los puentes.
- ii. Profundizar en el diseño de tipos estructurales para puentes más sofisticados, tipos que pueden tener un especial interés de utilización en el desarrollo de las infraestructuras de mi país.
- iii. Desarrollar procedimientos constructivos "más inteligentes" en el sentido de emplear menos medios auxiliares, menos mano de obra pero más cualificada, proyectos más desarrollados y con disminución significativa de riesgos laborales para los operarios que intervienen.
- iv. En definitiva, adquirir una formación más sólida y avanzada sobre el proyecto y construcción de puentes.

17.REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- [1] Asociacion Puente GUASAMBA, “Contrato scec-005-2014-aj-jns: estudios de factibilidad, evaluacion y mitigacion de impactos ambientales y diseños definitivos para una solución vial que permita comunicar los cantones de daule y samborondón con la ciudad de guayaquil. 1,” pp. 1–182, 2014.
- [2] A. N. Fontán, S. Hernández, and A. B. J. M. Díaz, “Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería Diseño de hormigón pretensado,” *Rev. Int. Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ing.*, vol. 28, no. 2, pp. 93–102, 2012.
- [3] Asociacion Puente GUASAMBA, “Estudio Definitivo Memoria Descriptiva puente ‘Daule,’” pp. 1–182, 2014.
- [4] NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION, “NEC-15,” pp. 1–78, 2015.
- [5] J. Manterola, “Puentes Apuntes para su diseño, calculo y construccion. Tomo I,” vol. I, pp. 1–538, 2005.
- [6] Setra, “Steel-Concrete Composite Bridges Sustainable Design Guide,” pp. 1–218, 2010.
- [7] T. Edition, “Recommended Practice for Planning , Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms — Working Stress Design,” no. December 2000, pp. 1–242, 2003.
- [8] S. L. Manzano, “Ejecución de los vanos de acceso del viaducto sobre el río ulla de la margen izquierda mediante lanzamiento,” pp. 1–10.
- [9] I. Civil, O. Civiles, P. Patrocinante, and F. Schanack, ““ Análisis del sistema constructivo Empuje de Puentes , aplicado a Puentes mixtos ,” 2011.
- [10] J. S. Carlos Bajo Pavia, Marta Perez, “Article in press,” *Empuje con doble curvatura, Var. San Julian*, 2017.
- [11] M. F. Granata, “Analysis of non-uniform torsion in curved incrementally launched bridges,” *Eng. Struct.*, vol. 75, pp. 374–387, 2014.
- [12] R. Antonio and C. Flores, “Estudio del efecto de la rigidez de los aparatos de apoyo de carga concentrada en procesos de lanzamiento de puentes utilizando Kratos,” 2016.
- [13] A. Navarro-manso, J. José, M. Alonso-martínez, D. Castro-fresno, F. Pedro, and A. Rabanal, “Patch loading in slender and high depth steel panels : FEM – DOE analyses and bridge launching application,” *Eng. Struct.*, vol. 83, pp. 74–85, 2015.
- [14] Y. Zhang and R. Luo, “Patch loading and improved measures of incremental

- launching of steel box girder,” *JCSR*, vol. 68, no. 1, pp. 11–19, 2012.
- [15] S. D. E. La, I. D. E. L. U. S. O. De, I. De, V. Para, N. D. E. La, and E. De, “PROYECTO O TESINA D ’ ESPECIALITAT,” 2011.
- [16] I. De Caminos, S. A. Dragados, and I. De Caminos, “ScienceDirect Empuje del viaducto de acceso del Puente de la Constitución de 1812 sobre la Bahía de Cádiz,” 2016.
- [17] ENERPAC, “HSL-Series Heavy-Lifting,” *Jack Syst.*, pp. 1–8, 2017.
- [18] D. E. Fomento, “IAP-11,” *Instr. sobre las acciones a considerar en el Proy. puentes Carret.*, pp. 1–88, 2012.

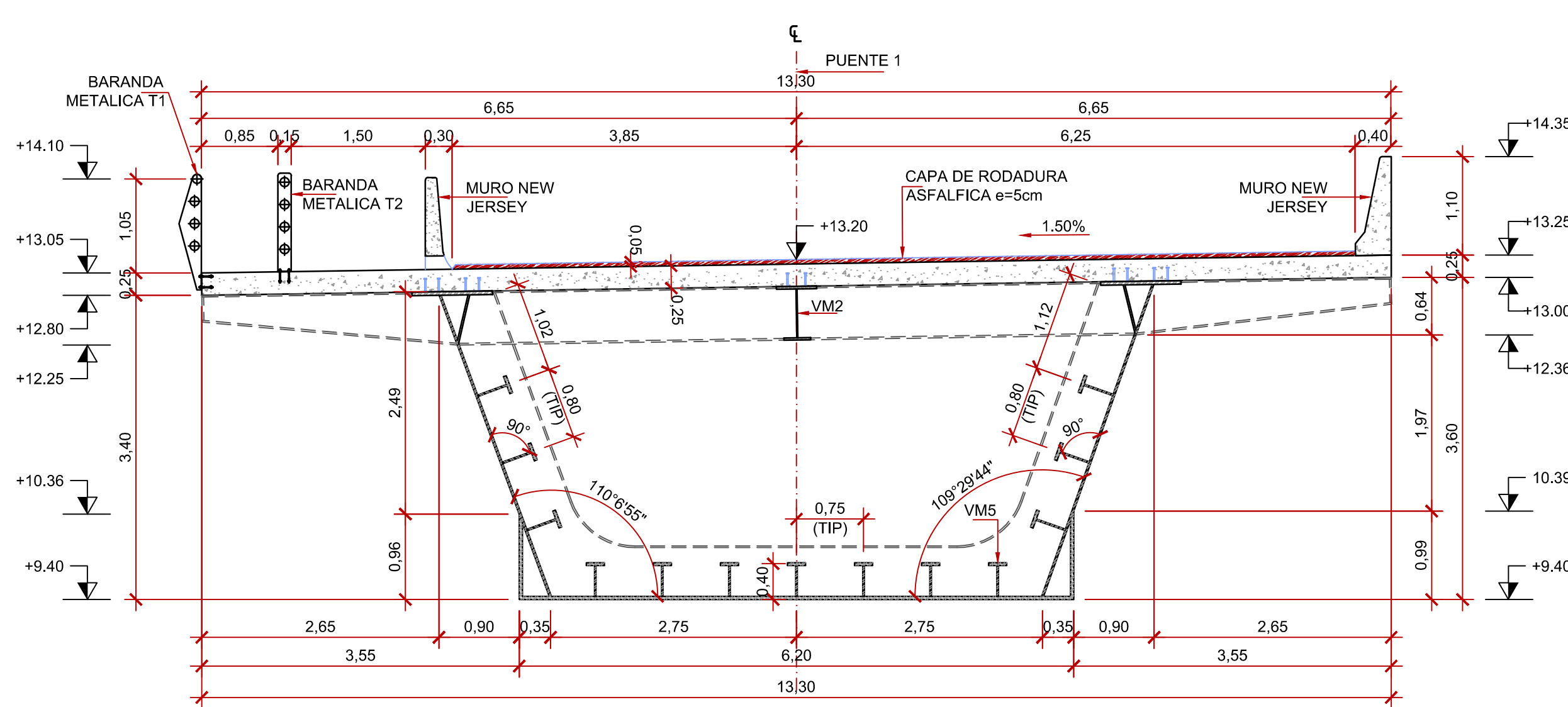
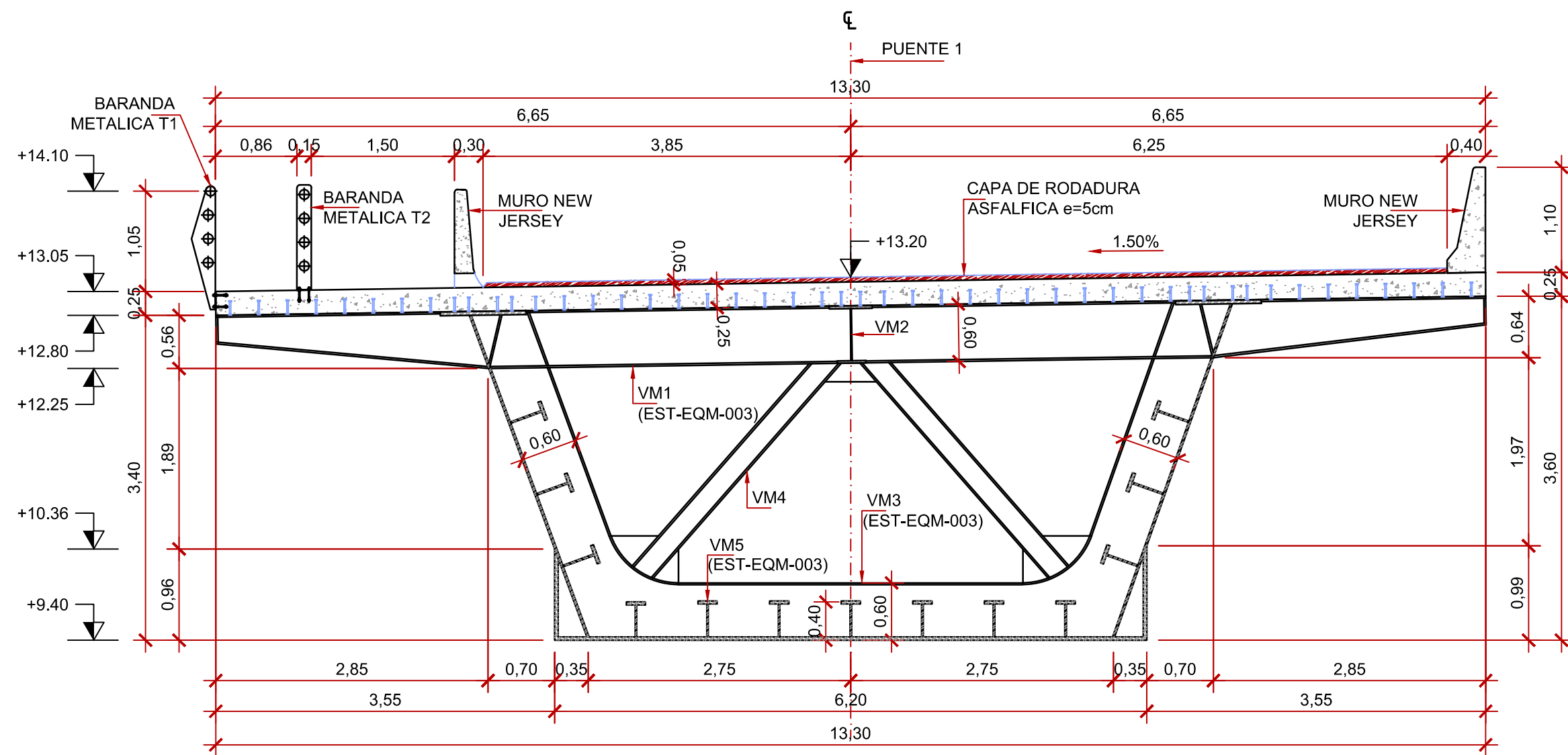
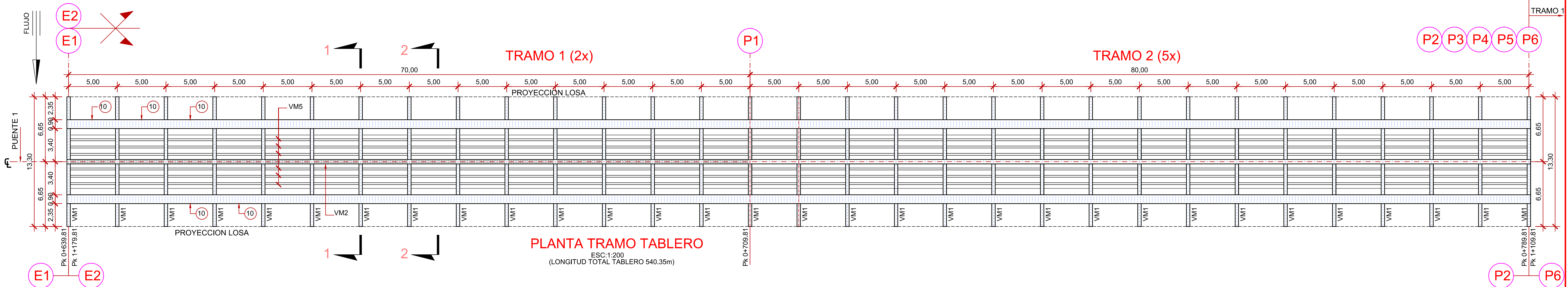
18. ANEJOS

PRESUPUESTO REFERENCIAL DEL PUENTE

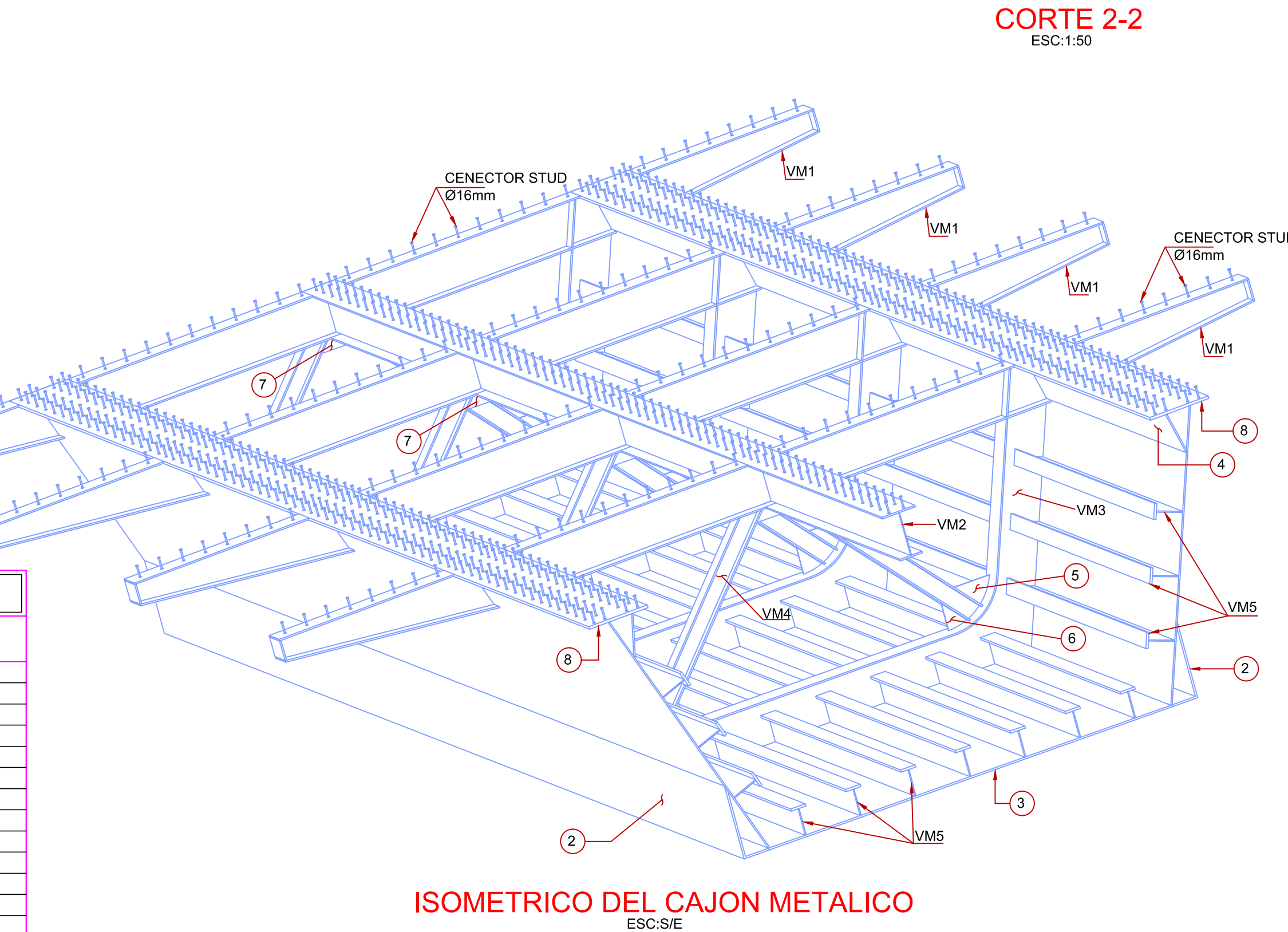
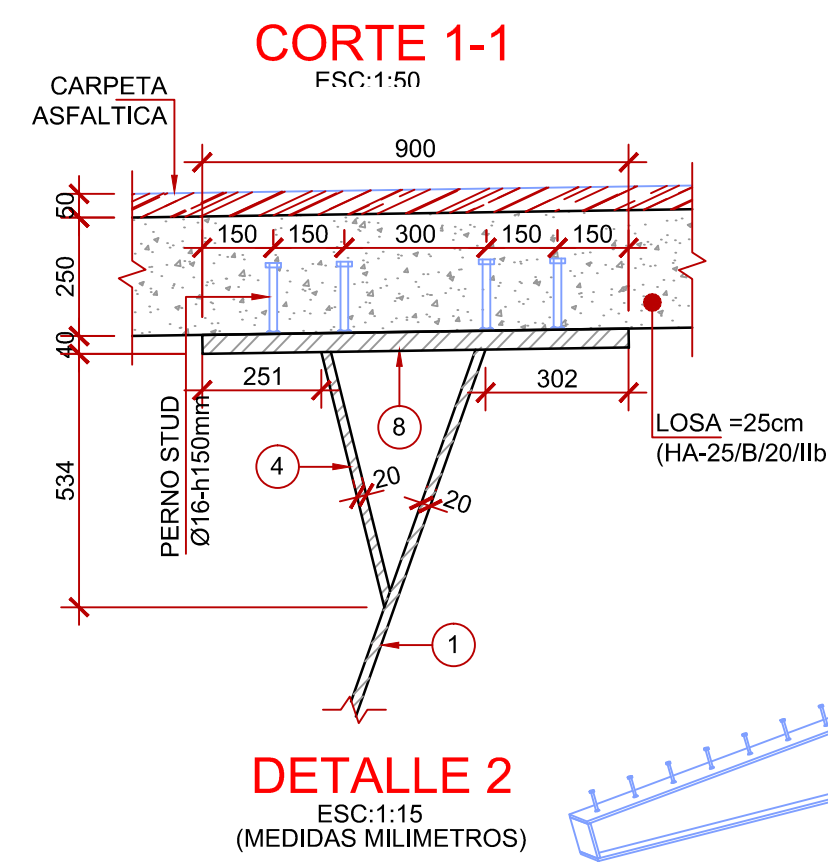
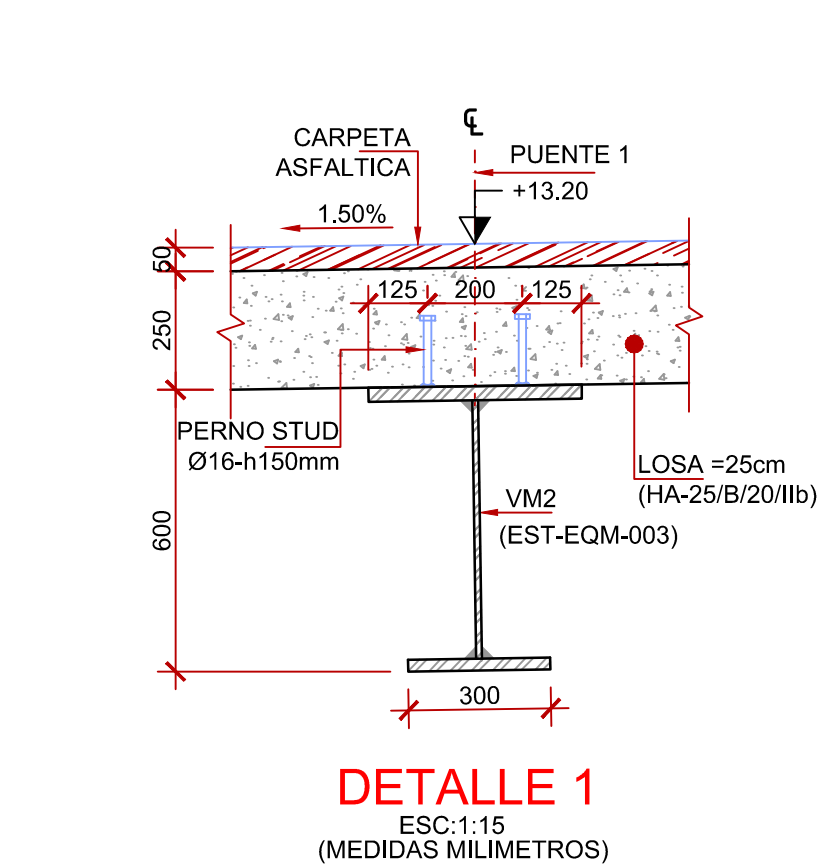
PRESUPUESTO REFERENCIAL CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE DAULE- GUAYAQUIL L=540m

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	
				UNITARIO	TOTAL
	INFRAESTRUCTURA				
EQM-01	EXCAVACION Y RELLENO PARA ESTRUCTURAS (INC.DESALOJO)	M3	250.0000	\$8.10	\$2,025.00
EQM-02	HORM.STRUCT./CEM.PORTL. F'C=25 Mpa (HM25/B/20/IIIa) PARA RELLENO DE PILOTES Y CABEZALES	M3	1,702.9700	\$224.18	\$381,771.81
EQM-03	HORM.STRUCT./CEM.PORTL. F'C=10 Mpa (HM10/B/20/IIIa) PARA REGULARIZACION	M3	14.3000	\$185.14	\$2,647.50
EQM-04	SUMINISTRO Y FABRICACION DE ACERO ESTRUCTURAL (S355 J2-W) PILOTES TUBULARES Y CABEZAL (INC. TRANSPORTE)	KG	2,104,430.2800	\$2.87	\$6,039,714.90
EQM-05	HINCADA DE PILOTES DE ACERO EN AGUA	U	48.0000	\$24,407.40	\$1,171,555.20
EQM-06	PRUEBAS PDA EN PILOTES (INC. INTERPRETACION SOFTWARE CAPWAP)	U	20.0000	\$5,000.84	\$100,016.80
EQM-07	PROTECCION CATODICA EN PILOTES (CON MANTENIMIENTO A 15 AÑOS)	U	48.0000	\$16,279.14	\$781,398.72
EQM-08	SONDEOS EXPLORATORIOS DE VERIFICACION EN AGUA	M	1,000.0000	\$302.37	\$302,370.00
EQM-09	HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE CEMENTO PORTLAND F'C= 35MPa (HA35/B/20/IIIa) (INC. INHIBIDOR A LA CORROSION	M3	505.8850	\$320.94	\$162,358.73
EQM-10	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS FY =B400SD	KG	65,765.0500	\$2.28	\$149,944.31
			SUBTOTAL		\$8,781,499.94
	SUPERESTRUCTURA				
EQM-11	SUMINISTRO Y FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA S355 J2-W (INC. TRANSPORTE Y PINTURA)	KG	6,896,175.5000	\$3.29	\$22,688,417.40
EQM-09	HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE CEMENTO PORTLAND F'C= 35MPa (HA35/B/20/IIIa) (INC. INHIBIDOR A LA CORROSION	M3	3,591.0000	\$320.94	\$1,152,495.54
EQM-10	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS FY =B400SD	KG	700,245.0000	\$2.28	\$1,596,558.60
EQM-12	LOSETA PREFABRICADAS e=8CM	U	240.0000	\$212.64	\$51,033.60
EQM-13	BARANDALES DE ACERO PARA PEATONES	M	1,080.0000	\$34.31	\$37,054.80
EQM-14	BARANDALES DE ACERO PARA CICLISTAS	M	1,080.0000	\$30.22	\$32,637.60
EQM-15	MONTAJE DE TABLERO MIXTO (PARQUE DE FABRICACION, INCLUYE SISTEMA HIDRAULICO, TORRE DE ATIRANTADO, APOYOS PROVISIONALES NEOPRENO TEFLON)	M	1,080.0000	\$1,150.30	\$1,242,324.00
EQM-16	MONTAJE DE VIGAS CABEZAL	U	12.0000	\$46,226.48	\$554,717.76
EQM-17	CAPA/RODADURA/H.ASFALT.MEZC/PLANTA E=5CM. (INC.IMPRIM.)	M2	550.2600	\$9.04	\$4,974.35
EQM-18	JUNTAS TIPO TRANSFLEX MODELO 2000 O SIMILAR	M	53.2000	\$5,989.89	\$318,662.15
EQM-19	BARRERAS-SEGUR-(H=1,10; A1=0,80 A2=0,25)	M	490.0000	\$181.14	\$88,758.60
EQM-20	BARRERAS-SEGUR-(H=1,00; A1=0,30 A2=0,13)	M	1,395.4300	\$131.06	\$182,885.06
EQM-21	SUMINISTRO Y COLOCACION DE APOYOS DE NEOPRENO	U	32.0000	\$4,315.65	\$138,100.80
EQM-22	SUMINISTRO Y COLOCACION DE MORTERO EPOXICO PARA ANCLAJE-NIVEL.HORM	M	120.0000	\$11.77	\$1,412.40
			SUBTOTAL		\$28,090,032.65
				TOTAL	\$36,871,532.59

PLANOS DE DISEÑO

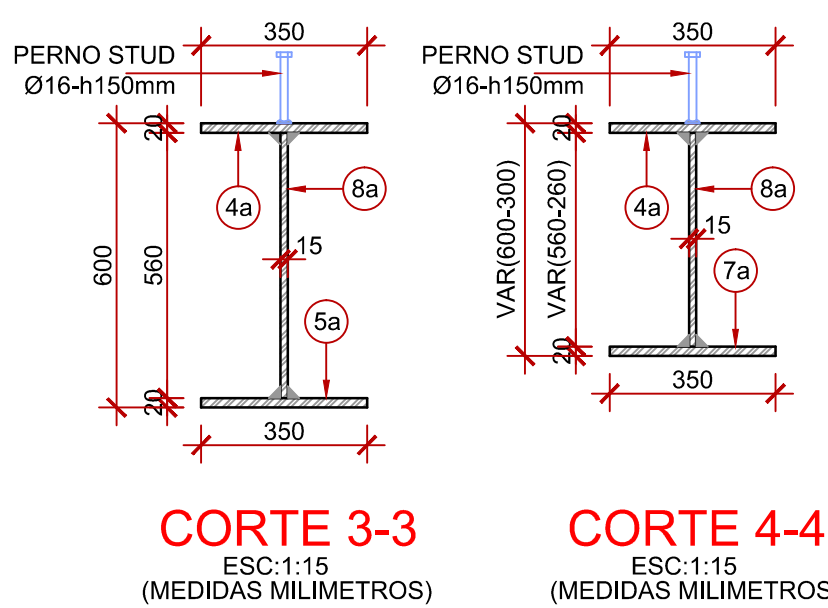
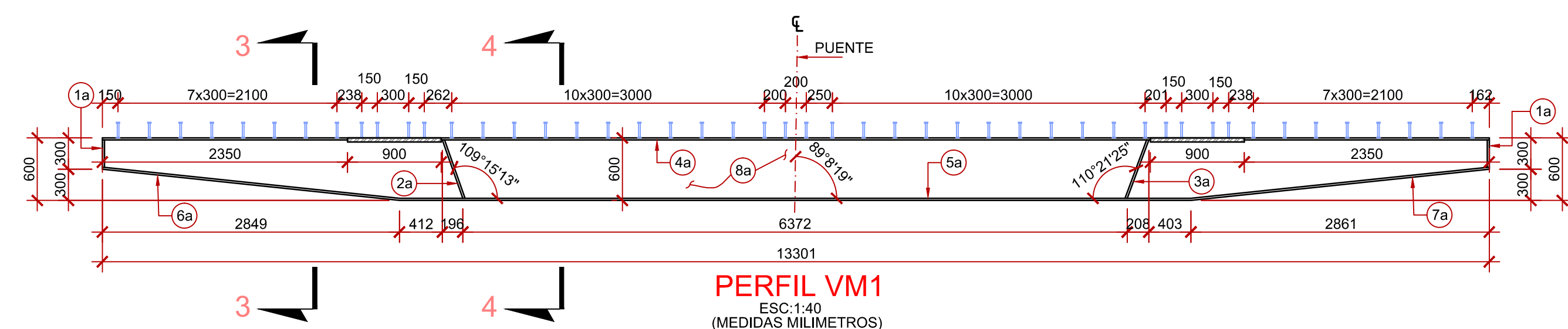


ESPECIFICACIONES GENERALES	
1. NORMAS DE DISEÑO	IAP-11, EHE-08, EAE.
2. HORMIGÓN :	
a -	EN SUPERESTRUCTURA HA-35/B/20/II/a (Fck=35MPa)
b -	EN INFRAESTRUCTURA HA-35/B/20/II/a (Fck=35MPa)
c -	EN INFRAESTRUCTURA HM-25/B/20/II/a (Fck=25MPa)
d -	EN INFRAESTRUCTURA HM-10/B/20/II/a (Fck=10MPa)
3. ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERIL CAJÓN, CABELZAL Y PILOTES:	S355J2, fy=355N/mm² (t≤40mm) o fy=355N/mm² (40<t≤80mm).
4. ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERIL MISCELÁNEOS (BARANDAS, MISCELÁNEOS):	S235K2-N, fy=235N/mm² (t≤40mm).
5. DEBERÁ COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO S355J2, MEDIANTE ENSAYOS O CERTIFICADOS DE IMPORTACIÓN.	
6. ACERO DE REFUERZO EN BARRAS :	SERÁ CORRUGADO DE DUREZA NATURAL, B500SD, fsk= 500N/mm².
7. RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO :	SUPERESTRUCTURA = 30mm SUPERIOR E INFERIOR. SUBESTRUCTURA = 50mm CIMENTOS.
8. EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO:	SERÁN DE 48 DIÁMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.
9. LOS PILOTES TENDRÁN UN DIÁMETRO DE ACABADO DE 1600mm CON CHAPA e=35mm, LOS RELLENADOS CON HORMIGÓN EN MASA EN TODA SU LONGITUD, DEBIÉNDOSE UTILIZAR LODO BENTONITA PARA REALIZAR ESTE RELLENO.	
10. EL NIVEL DE CABEZA DEL PILOTE DEBERÁ ESTAR 100mm SOBRE EL NIVEL INFERIOR DE LOS CABELZALES.	
11. DIMENSIONES: SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS PLANOS.	
12. CHAFLANES: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS TENDRÁN UN CHAFLAN DE 20mm.	
13. CAPA DE RODADURA: ASFALTO AP3 (e=50mm).	
14. PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO: 2 %.	
15. SOLDADURA: ELECTRODO E 8016-G2 PARA TALLER Y CAMPO.	
16. NORMAS PARA SOLDADURA: AWS.	
17. SE PINTARÁ EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINO EN CAMPO.	
18. SE PINTARÁ LA JUNTA DE DILATACION EN LAS ACERAS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON EL HORMIGÓN.	

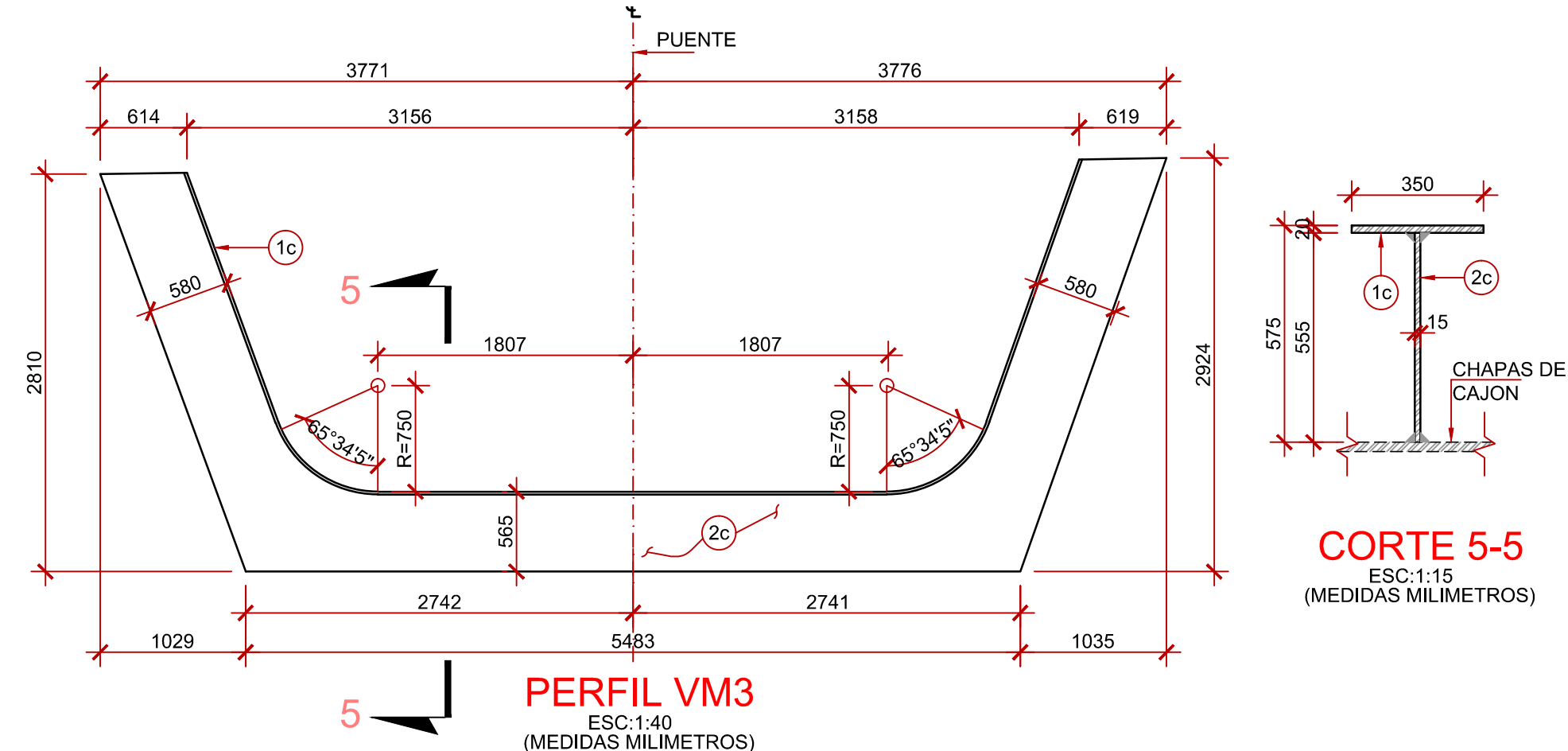


LISTA DE MATERIALES CAJÓN METÁLICO						
ITEM	DESCRIPCIÓN/MATERIAL	ESPECIFICACIONES	CANT.	UNID.	PESOS (kg)	OBSERVACIONES
1	CHAPA 5000x3715x20mm	S355J2	216.00	un	2916.28	629915.40
2	CHAPA 5000x964x35mm	S355J2	216.00	un	1324.30	286048.80
3	CHAPA 5000x620x35mm	S355J2	108.00	un	8517.25	919863.00
4	CHAPA 4985x561x20mm	S355J2	216.00	un	270.01	58322.70
5	CHAPA 1 e=15mm	S355J2	218.00	un	9.70	2114.60
6	CHAPA 2 e=15mm	S355J2	218.00	un	5.62	1225.16
7	CHAPA 3 e=15mm	S355J2	109.00	un	8.42	917.78
8	CHAPA 4 5000x900x40mm	S355J2	216.00	un	1413.00	305208.00
9	VIGA VM1	S355J2	109.00	un	2431.03	264982.27
10	VIGA VM2	S355J2	109.00	un	908.26	99000.30
11	VIGA VM3	S355J2	109.00	un	1218.93	132863.37
12	VIGA VM4	S355J2	218.00	un	240.57	26222.10
13	VIGA VM5	S355J2	1417.00	un	437.31	619668.27
14	PERNO STUD Ø16-h150mm (TIPO B)	TR15608 IN	22672.00	un	-	-
PESO TOTAL: 3140165.71kg					FABRICAR 2 CONJUNTOS	

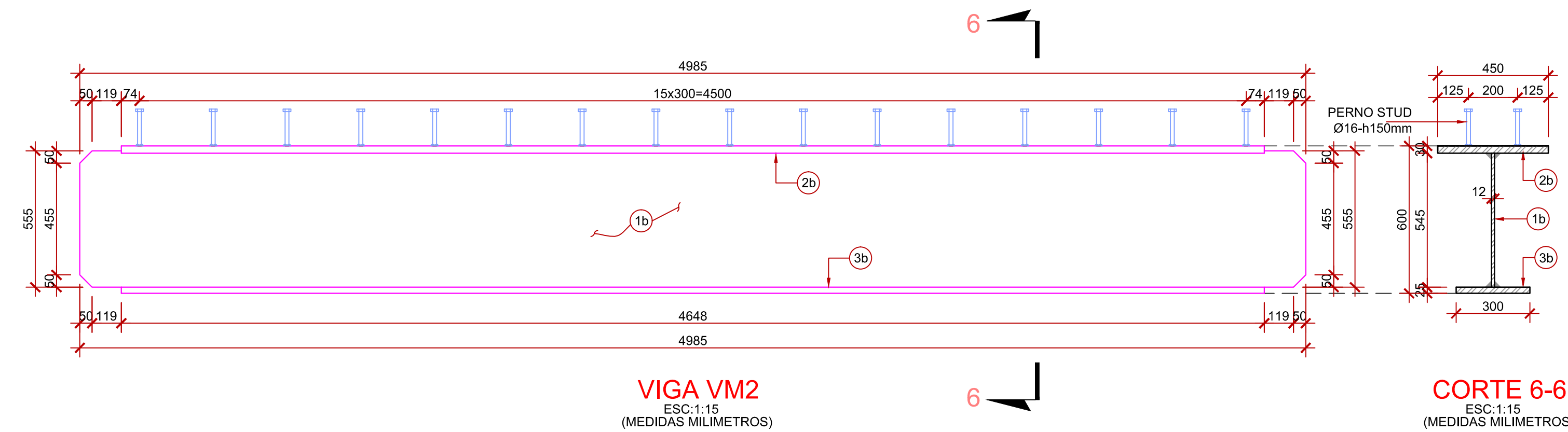
1	07-03-2018	EMISION INICIAL	EOM
Nº	FECHA	DESCRIPCION	ELAB.
REVISIONES			
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC)			
Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona			
PROYECTO:		PLANO Nº:	
CONSTRUCCION DEL PUENTE DAULE - GUAYAQUIL, INCLUYE ACCESOS Y PASOS ELEVADOS EN AV. LEON FEBRES CORDERO Y EN AV. NARCISA DE JESUS MARTILLO MORAN		EST-EQM-002	
CONTIENE:		ESCALA:	
TABLERO METALICO SECCION, DETALLES, LISTADO MATERIALES (PUENTE DAULE-GUAYAQUIL)		LAS INDICADAS	
DISEÑO:		FECHA:	
ALUMNO		MARZO 2018	
DIRECTOR DE PROYECTO TESIS		DIBUJO:	
ELIESER QUISPE MEZA		EQM	
DR. ING. ANGEL APARICIO			



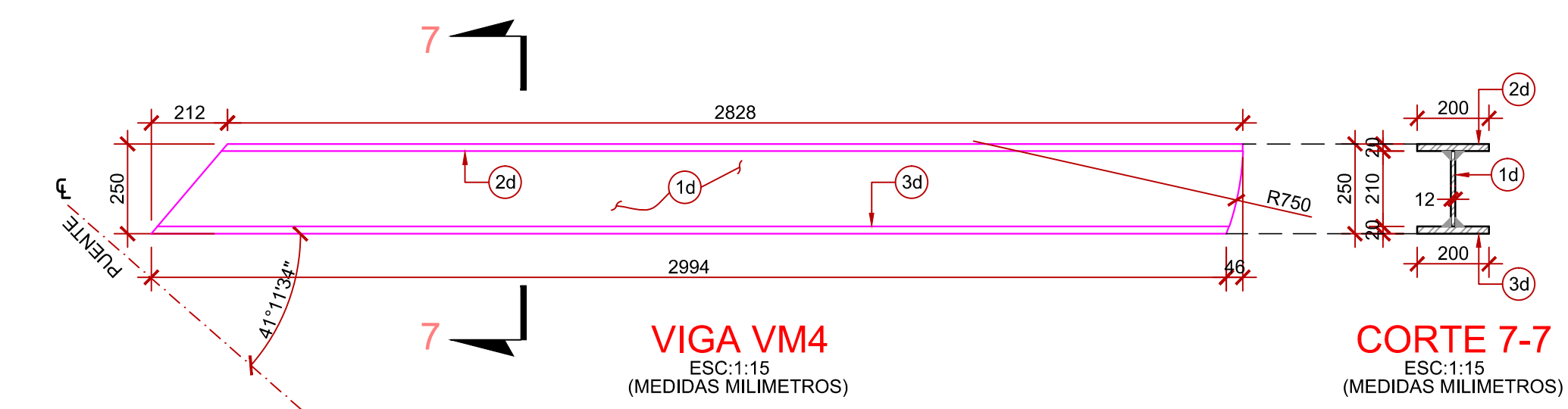
LISTA DE MATERIALES CONJUNTO VM1							
ITEM	DESCRIPCIÓN/MATERIAL	ESPECIFICACIONES	CANT.	UNID.	PESOS (kg)		OBSERVACIONES
					UNITARIO	TOTAL	
1a	CHAPA 262x168x20mm	S355J2	4.00	un	6.91	27.64	-
2a	CHAPA 593x168x20mm	S355J2	2.00	un	15.64	31.28	-
3a	CHAPA 597x168x20mm	S355J2	2.00	un	15.75	31.50	-
4a	CHAPA 13301x350x20mm	S355J2	1.00	un	730.89	730.89	-
5a	CHAPA 7591x350x20mm	S355J2	1.00	un	417.13	417.13	-
6a	CHAPA 2865x350x20mm	S355J2	1.00	un	157.43	157.43	-
7a	CHAPA 2877x350x20mm	S355J2	1.00	un	158.09	158.09	-
8a	CHAPA 13301x560x15mm	S355J2	1.00	un	877.07	877.07	-
9a	PERNO STUD Ø16-h150mm (TIPO B)	TR15608 IN	48.00	un	X	X	-
PESO TOTAL: 2431.03kg					FABRICAR 109 CONJUNTOS		



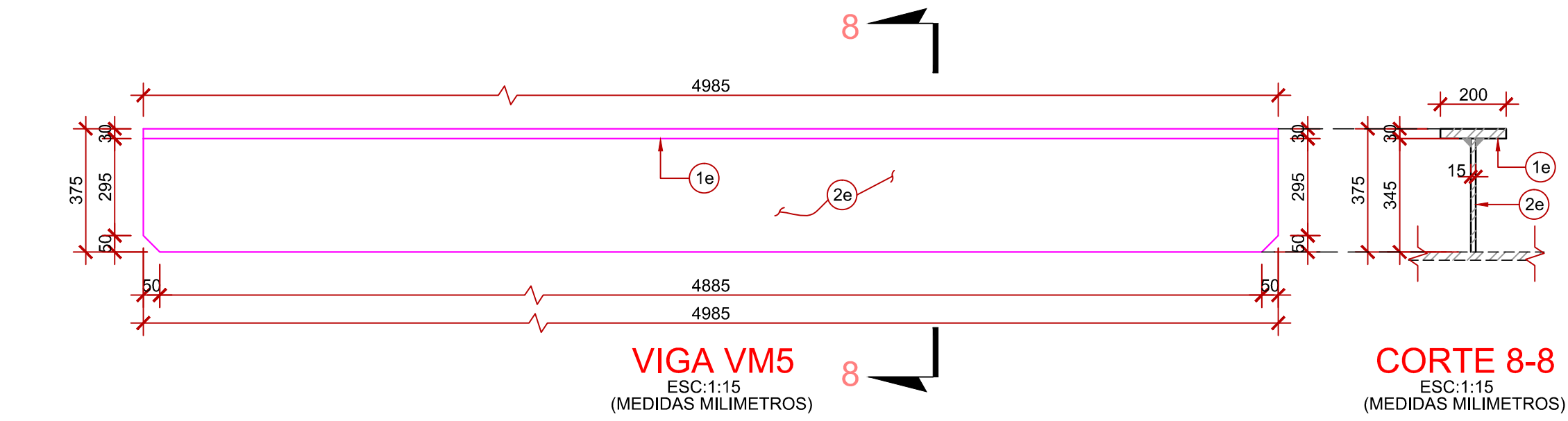
LISTA DE MATERIALES CONJUNTO VM3							
ITEM	DESCRIPCIÓN/MATERIAL	ESPECIFICACIONES	CANT.	UNID.	PESOS (kg)		OBSERVACIONES
					UNITARIO	TOTAL	
1c	CHAPA 928x350x20mm	S355J2	1.00	un	509.94	509.94	-
2c	CHAPA 10752x560x15mm	S355J2	1.00	un	708.99	708.99	-
PESO TOTAL: 1218.93kg					FABRICAR 109 CONJUNTOS		



LISTA DE MATERIALES CONJUNTO VM2							
ITEM	DESCRIPCIÓN/MATERIAL	ESPECIFICACIONES	CANT.	UNID.	PESOS (kg)		OBSERVACIONES
					UNITARIO	TOTAL	
1b	CHAPA 4985x555x12mm	S355J2	1.00	un	260.62	260.62	-
2b	CHAPA 4648x450x20mm	S355J2	1.00	un	328.38	328.38	-
3b	CHAPA 4648x350x25mm	S355J2	1.00	un	319.26	319.26	-
4b	PERNO STUD Ø16-h150mm (TIPO B)	TR15608 IN	32.00	un	X	X	-
PESO TOTAL: 908.26kg					FABRICAR 109 CONJUNTOS		



LISTA DE MATERIALES CONJUNTO VM4							
ITEM	DESCRIPCIÓN/MATERIAL	ESPECIFICACIONES	CANT.	UNID.	PESOS (kg)		OBSERVACIONES
					UNITARIO	TOTAL	
1d	CHAPA e=12mm	S355J2	1.00	un	57.76	57.76	-
2d	CHAPA 2828x200x20mm	S355J2	1.00	un	88.80	88.80	-
3d	CHAPA 2994x200x20mm	S355J2	1.00	un	94.01	94.01	-
PESO TOTAL: 240.57kg					FABRICAR 218 CONJUNTOS		

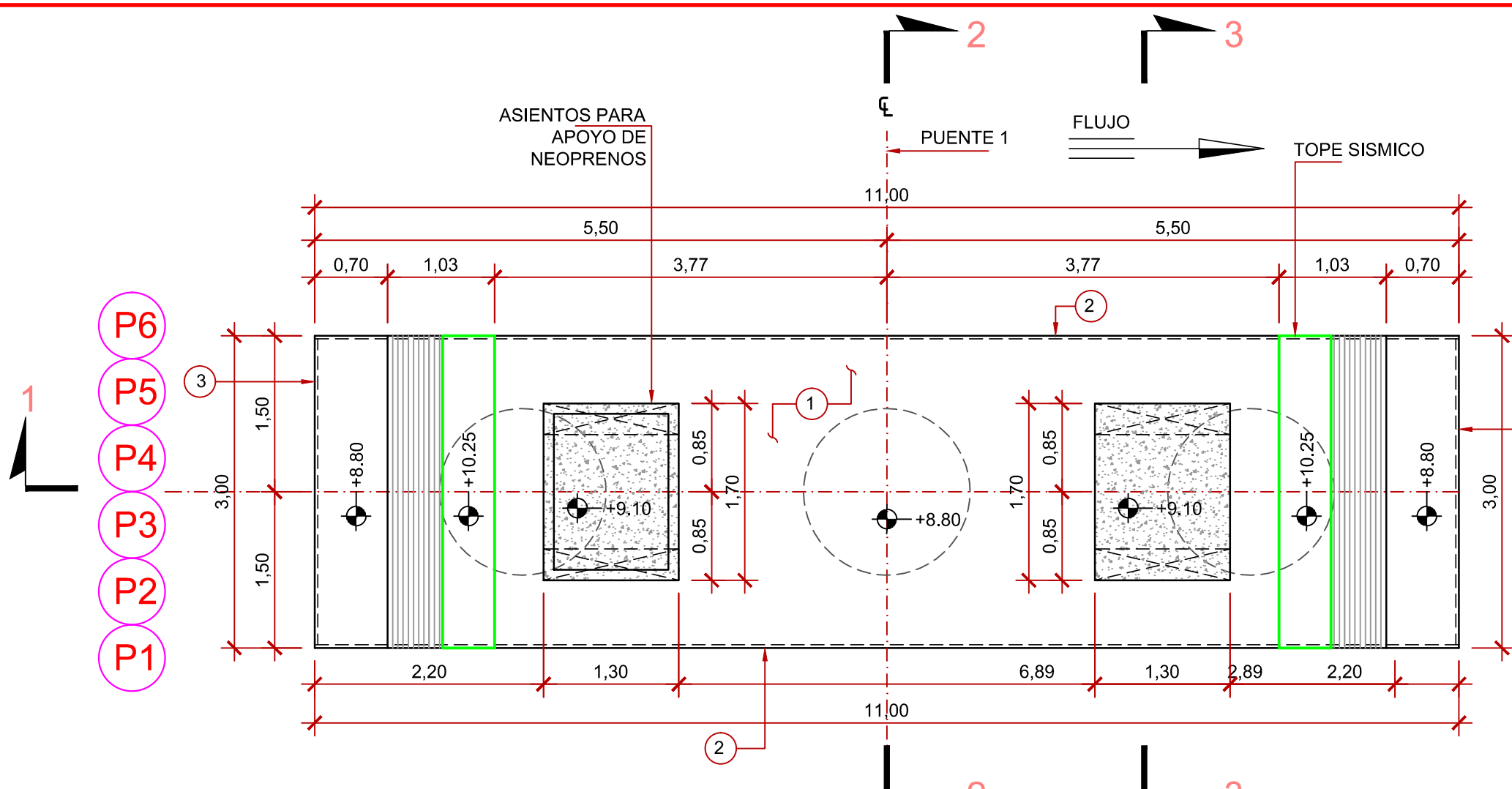


LISTA DE MATERIALES CONJUNTO VM5							
ITEM	DESCRIPCIÓN/MATERIAL	ESPECIFICACIONES	CANT.	UNID.	PESOS (kg)		OBSERVACIONES
					UNITARIO	TOTAL	
1e	CHAPA 4985x200x30mm	S355J2	1.00	un	234.80	234.80	-
2e	CHAPA 4985x345x15mm	S355J2	1.00	un	202.51	202.51	-
PESO TOTAL: 437.31kg					FABRICAR 1417 CONJUNTOS		

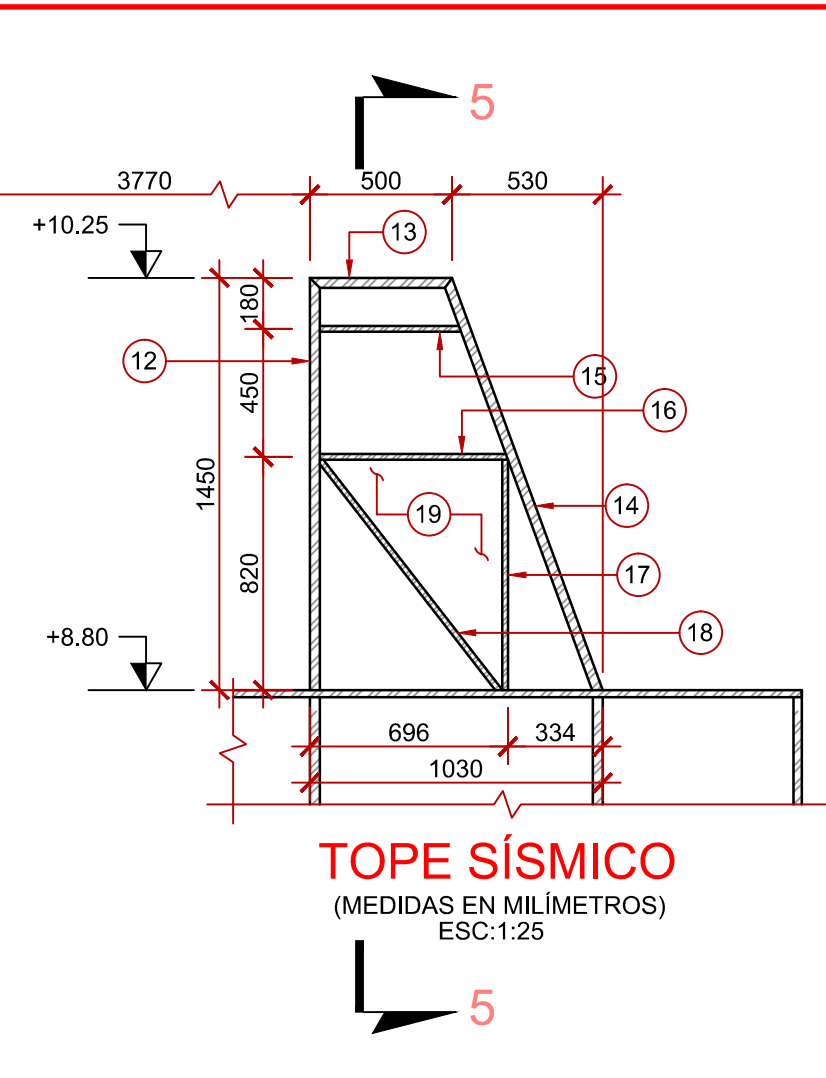
ESPECIFICACIONES GENERALES

- NORMAS DE DISEÑO IAP-11, EHE-OB, EAE.
- HORMIGÓN :
 - EN SUPERESTRUCTURA HA-35/B/20/Illa (Fck=35MPa) TABLERO, PROTECCIONES.
 - EN INFRAESTRUCTURA HA-35/B/20/Illa (Fck=35MPa) ESTRIOS.
 - EN INFRAESTRUCTURA HM-25/B/20/Illa (Fck=25MPa) CABEZAL Y PILOTES.
 - HORMIGÓN DE REGULARIZACIÓN HM-10/B/20/Illa (Fck=10MPa).
- ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERFIL CAJÓN, CABEZAL Y PILOTES: S355J2 (fy=355N/mm² (≤40mm) e fy=355N/mm² (40<≤80mm)).
- ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERFIL MISCELÁNEOS (BARANDAS, MISCELÁNEOS): S355J2 (fy=235N/mm² (≤40mm)).
- DEBERÁ COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO S355J2, MEDIANTE ENSAYOS O CERTIFICADOS DE IMPORTACIÓN.
- ACERO DE REFUERZO EN BARRAS : SERÁ CORRUGADO DE DUREZA NATURAL B500SD, fsk=500N/mm².
- RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO :
 - SUPERESTRUCTURA = 30mm SUPERIOR E INFERIOR.
 - SUBESTRUCTURA = 50mm CIMENTOS.
- EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO: SERÁN DE 48 DIÁMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.
- LOS PILOTES TENDRÁN UN DIÁMETRO DE ACABADO DE 1600mm CON CHAPA e=35mm, LOS RELLENADOS CON HORMIGÓN EN MASA EN TODA SU LONGITUD, DEBIÉNDOSE UTILIZAR LODO BENTONITA PARA REALIZAR ESTE RELLENO.
- EL NIVEL DE CABEZA DEL PILOTE DEBERÁ ESTAR 100mm SOBRE EL NIVEL INFERIOR DE LOS CABEZALES.
- DIMENSIONES: SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS PLANOS.
- CHAFLANES: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS TENDRÁN UN CHAFLÁN DE 20mm.
- CAPA DE RODADURA: ASFALTO AP3 (e=50mm).
- PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO: 2 %.
- SOLDADURA: ELECTRODO E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO.
- NORMAS PARA SOLDADURA: AWS.
- SE PINTARÁ EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINIO EN CAMPO.
- SE PINTARÁ LA JUNTA DE DILATACIÓN EN LAS ACERAS QUE NO ESTÉN EN CONTACTO CON EL HORMIGÓN.

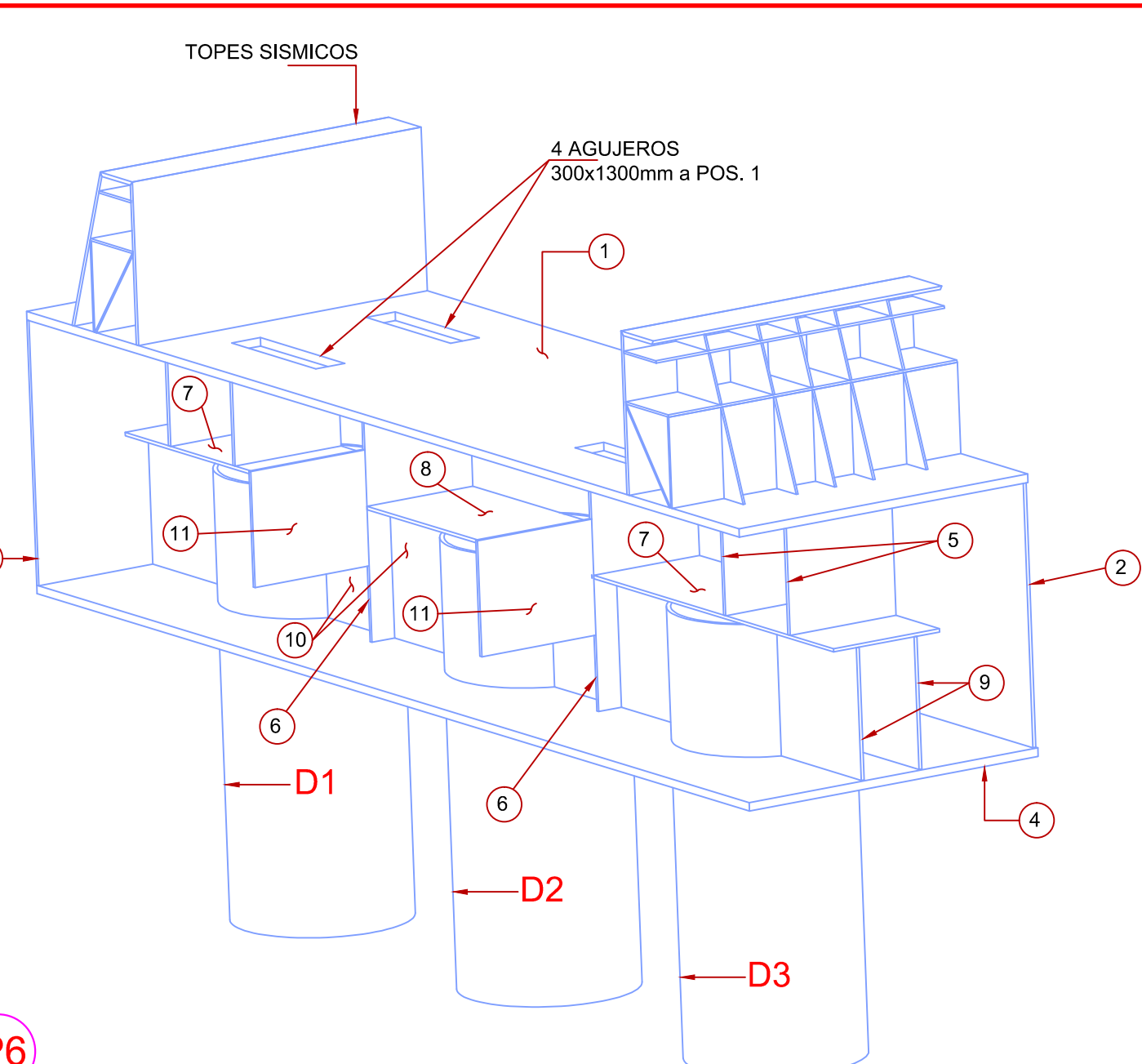
1	07-03-2018	EMISION INICIAL	EOM
Nº	FECHA	DESCRIPCION	ELAB.
REVISIONES			
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC) Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona			
PROYECTO:		PLANO Nº:	
CONSTRUCCION DEL PUENTE DAULE - GUAYAQUIL, INCLUYE ACCESOS Y PASOS ELEVADOS EN AV. LEON FEBRES CORDERO Y EN AV. NARCISA DE JESUS MARTILLO MORAN		EST-EQM-003	
CONTIENE:		FECHA:	
TABLERO METALICO DETALLE DE PERFILES, LISTADO MATERIALES (PUENTE DAULE-GUAYAQUIL)		MARZO 2018	
DISEÑO:		DIBUJO:	
ALUMNO		EQM	
ELIESER QUISPE MEZA		DIRECTOR DE PROYECTO TESIS	
		DR. ING. ANGEL APARICIO	



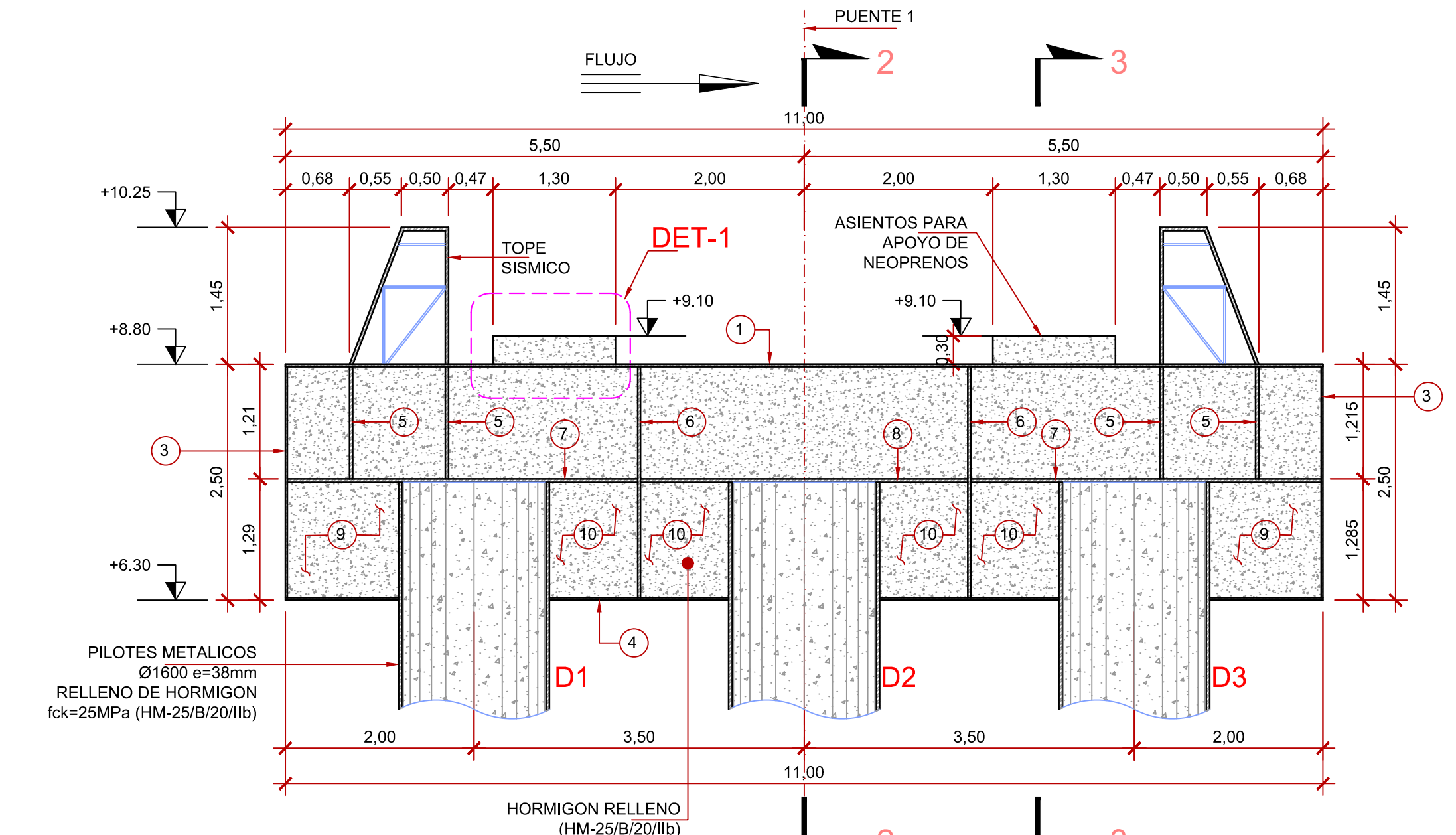
PLANTA - CABEZAL PILAS
ESC:1:50
(PILAS P1 a P6)



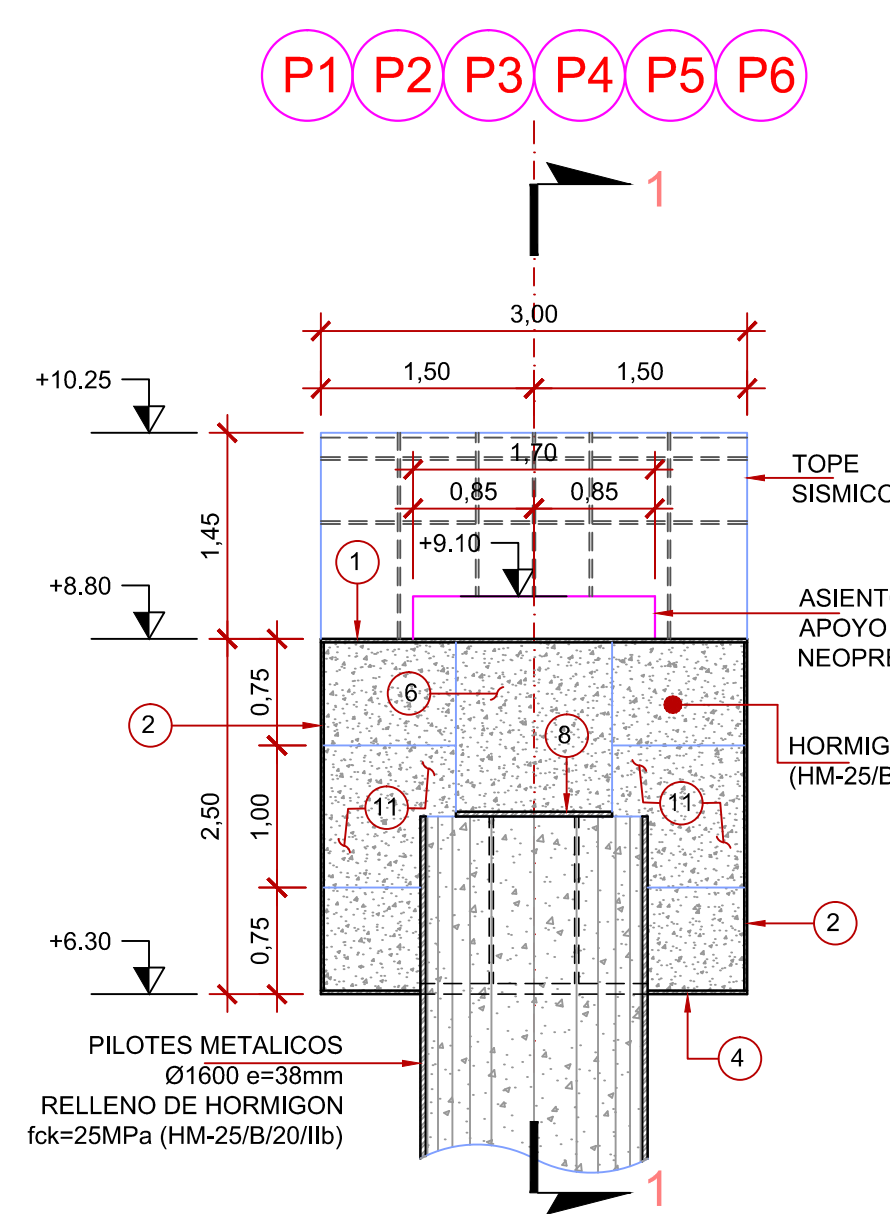
CORTE 5-5
(MEDIDAS EN MILÍMETROS)
ESC:1:25



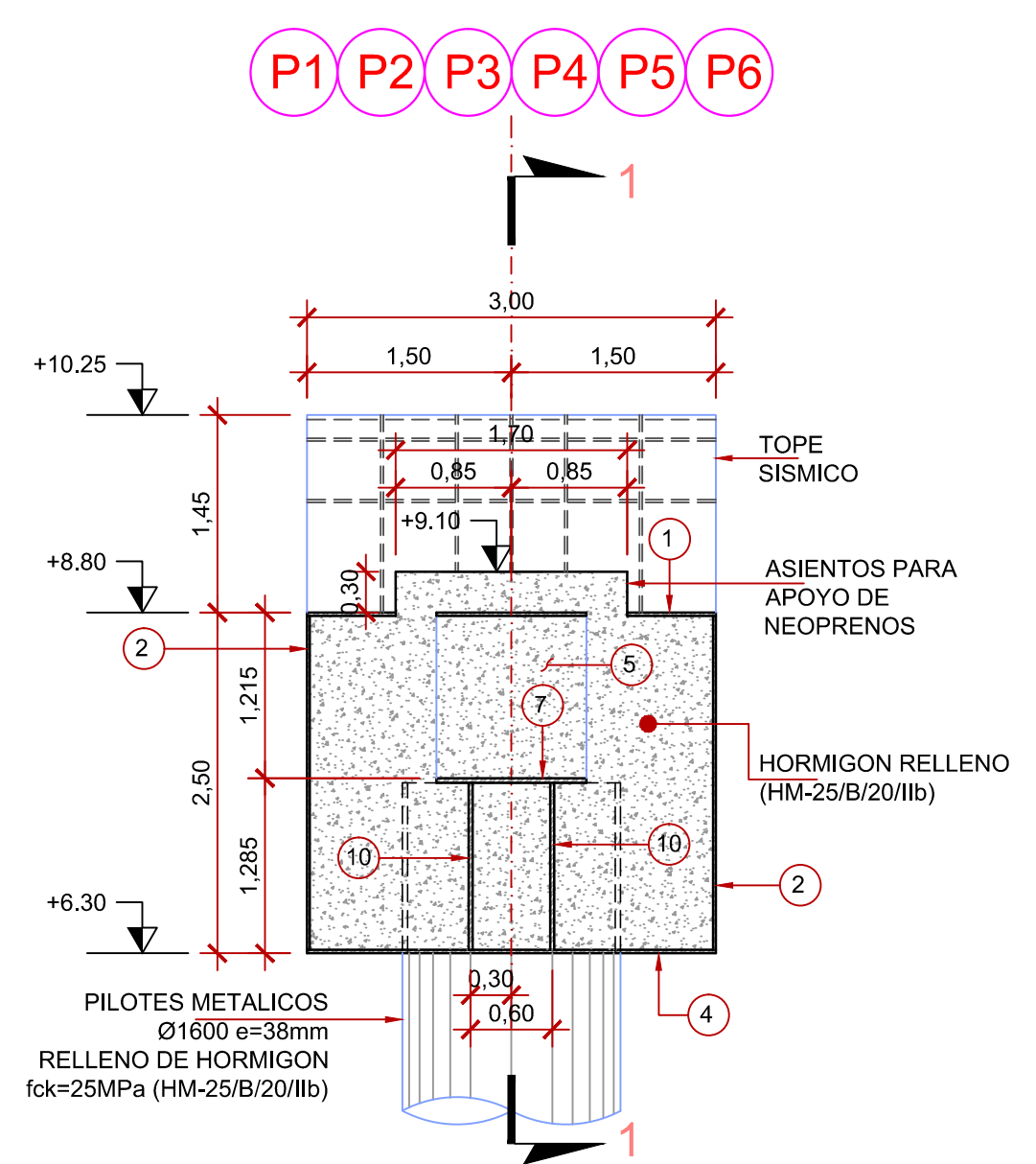
ISOMETRICO- CABEZAL PILAS
ESC:1:50
(PILAS P1 a P6)



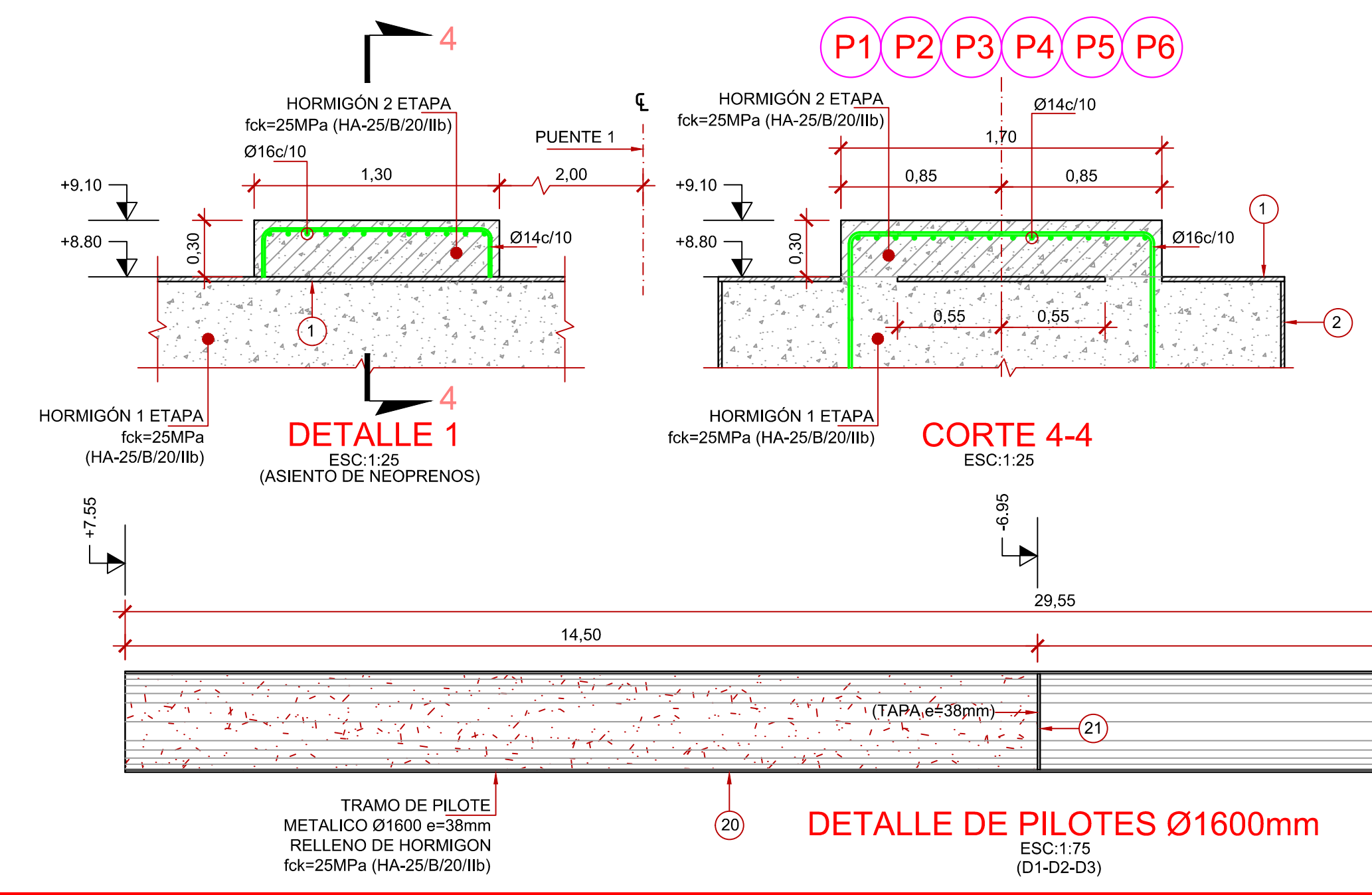
CORTE 1-1
ESC:1:50



CORTE 2-2
ESC:1:50



CORTE 3-3
ESC:1:50

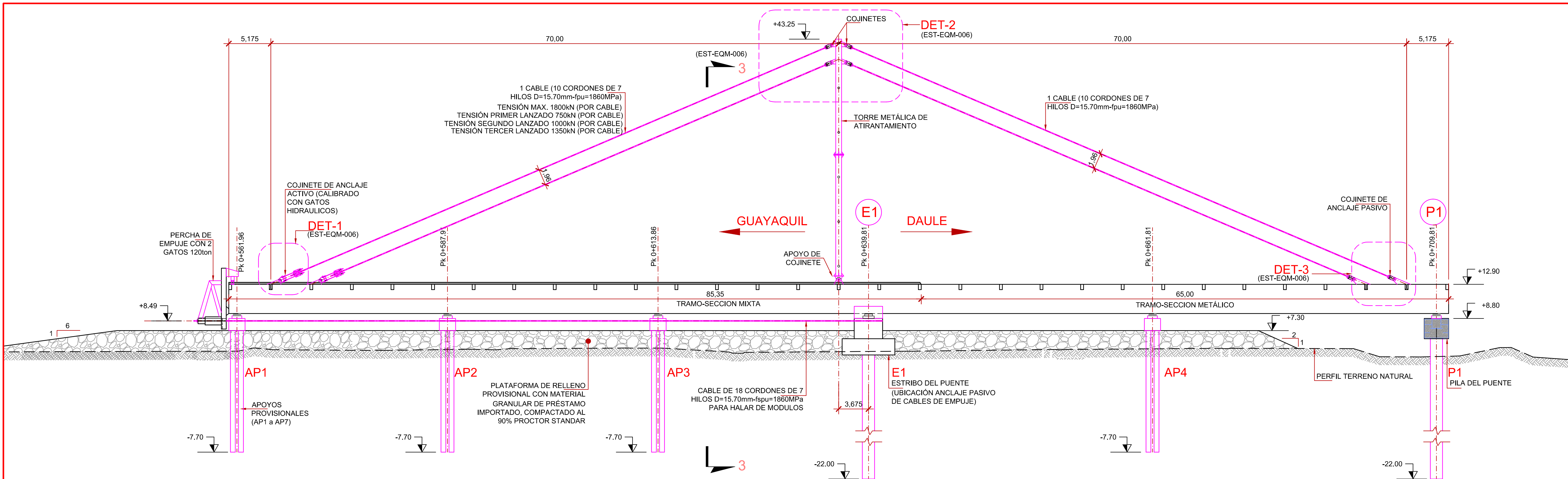


DETALLE DE PILOTES Ø1600mm
ESC:1:75
(D1-D2-D3)

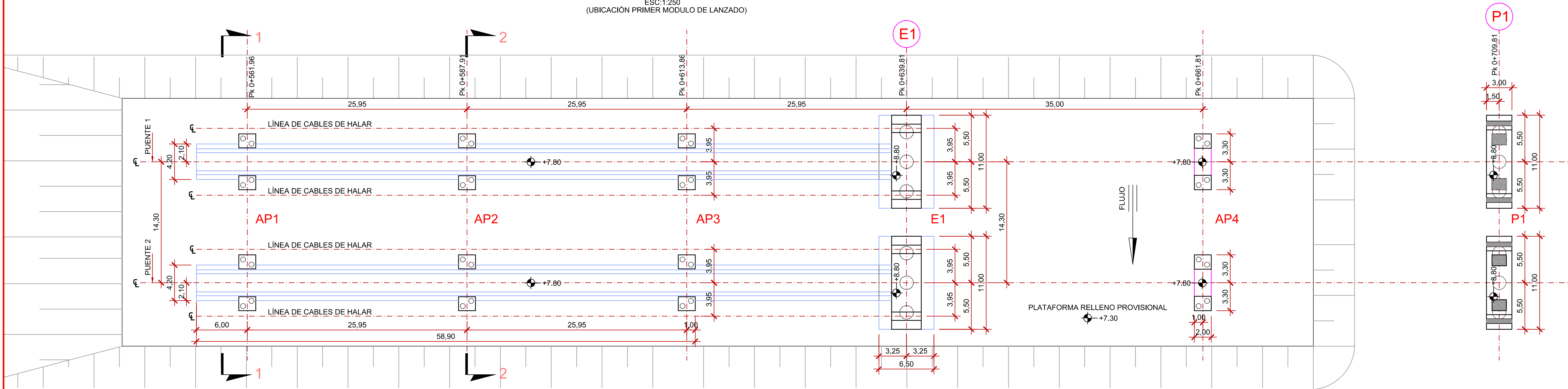
LISTA DE MATERIALES DE LAS PILAS							
ITEM	DESCRIPCIÓN/MATERIAL	ESPECIFICACIONES	CANT.	UNID.	PESOS (kg)		OBSERVACIONES
					UNITARIO	TOTAL	
1	CHAPA 11000x3000x25mm	S355J2	1.00	un	6476.25	6476.25	—
2	CHAPA 11000x2450x20mm	S355J2	2.00	un	4231.15	8462.30	—
3	CHAPA 2960x2450x20mm	S355J2	2.00	un	1138.57	2277.14	—
4	CHAPA 11000x3000x25mm	S355J2	1.00	un	5292.50	5292.50	3 ORIFICIO Ø1600mm
5	CHAPA 1190x1100x35mm	S355J2	4.00	un	359.65	1438.60	—
6	CHAPA 2450x1100x30mm	S355J2	2.00	un	634.68	1269.36	—
7	CHAPA 3715x1100x35mm	S355J2	2.00	un	1122.77	2245.54	—
8	CHAPA 3470x1100x35mm	S355J2	1.00	un	1048.72	1048.72	—
9	CHAPA 1225x1250x30mm	S355J2	4.00	un	360.61	1442.44	—
10	CHAPA 1225x1000x30mm	S355J2	8.00	un	288.49	2307.92	—
11	CHAPA 930x1000x35mm	S355J2	4.00	un	255.52	1022.08	—
12	CHAPA 1415x3000x35mm	S355J2	2.00	un	1166.32	2332.64	TOPES SÍSMICOS
13	CHAPA 500X3000X35mm	S355J2	2.00	un	412.13	824.26	TOPES SÍSMICOS
14	CHAPA 1544x3000x35mm	S355J2	2.00	un	1272.65	2545.30	TOPES SÍSMICOS
15	CHAPA 380x497x20mm	S355J2	16.00	un	29.65	426.40	TOPES SÍSMICOS
16	CHAPA 662x380x20mm	S355J2	16.00	un	39.50	632.00	TOPES SÍSMICOS
17	CHAPA 811x380x20mm	S355J2	16.00	un	48.39	774.24	TOPES SÍSMICOS
18	CHAPA 1025x380x20mm	S355J2	16.00	un	61.15	978.40	TOPES SÍSMICOS
19	CHAPA e=20mm	S355J2	14.00	un	155.29	2174.06	TOPES SÍSMICOS
20	CHAPA ROLADA CIRCULAR D1600, e=38mm	S355J2	3.00	un	43255.53	129766.59	PILOTES
21	CHAPA TAPA D1524, e=38mm	S355J2	3.00	un	544.15	1632.45	PILOTES
PESO TOTAL: 175369.19kg					FABRICAR 12 CONJUNTOS		

ESPECIFICACIONES GENERALES	
1. NORMAS DE DISEÑO IAP-11, EHE-08, EAE.	
2. HORMIGÓN :	
a. —	EN SUPERESTRUCTURA HA-35/B/20/IIIa (Fck=35MPa)
b. —	TABLERO, PROTECCIONES.
c. —	EN INFRAESTRUCTURA HA-35/B/20/IIIa (Fck=35MPa)
d. —	ESTRIBOS.
e. —	EN INFRAESTRUCTURA HM-25/B/20/IIIa (Fck=25MPa)
f. —	CABEZAL Y PILOTES.
3. ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERIL CAJÓN, CABEZAL Y PILOTES: S355J2	
fy=355N/mm² (≤40mm) o fy=335N/mm² (40<≤60mm).	
4. ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERIL MISCELÁNEOS (BARANDAS, MISCELÁNEOS):	
S235K2-N fy=235N/mm² (≤40mm).	
5. DEBERÁ COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO S355J2, MEDIANTE ENSAYOS O	
CERTIFICADOS DE IMPORTACIÓN.	
6. ACERO DE REFUERZO EN BARRAS : SERÁ CORRUGADO DE DUREZA NATURAL B500SD, fsk=	
500N/mm².	
7. RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO :	
SUPERESTRUCTURA = 30mm SUPERIOR E INFERIOR.	
SUBESTRUCTURA = 50mm CIMENTOS.	
8. EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO: SERÁN DE 48 DIÁMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE	
OTRA COSA EN LOS PLANOS.	
9. LOS PILOTES TENDRÁN UN DIÁMETRO DE ACABADO DE 1600mm CON CHAPA e=35mm, LOS	
RELLENADOS CON HORMIGÓN EN MASA EN TODA SU LONGITUD, DEBIÉNDOSE UTILIZAR LODO	
BENTONITA PARA REALIZAR ESTE RELLENO.	
10. EL NIVEL DE CABEZA DEL PILOTE DEBERÁ ESTAR 100mm SOBRE EL NIVEL INFERIOR DE	
LOS CABEZALES.	
11. DIMENSIONES: SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS	
PLANOS.	
12. CHAFALANES: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS TENDRÁN UN CHAFALÁN DE 20mm.	
13. CAPA DE RODADURA: ASFALTO AP3 (e=50mm).	
14. PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO: 2 %.	
15. SOLDADURA: ELECTRODO E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO.	
16. NORMAS PARA SOLDADURA: AWS.	
17. SE PINTARÁ EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN	
TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINIO EN CAMPO.	
18. SE PINTARÁ LA JUNTA DE DILATACIÓN EN LAS ACERAS QUE NO ESTÉN EN CONTACTO CON	
EL HORMIGÓN.	

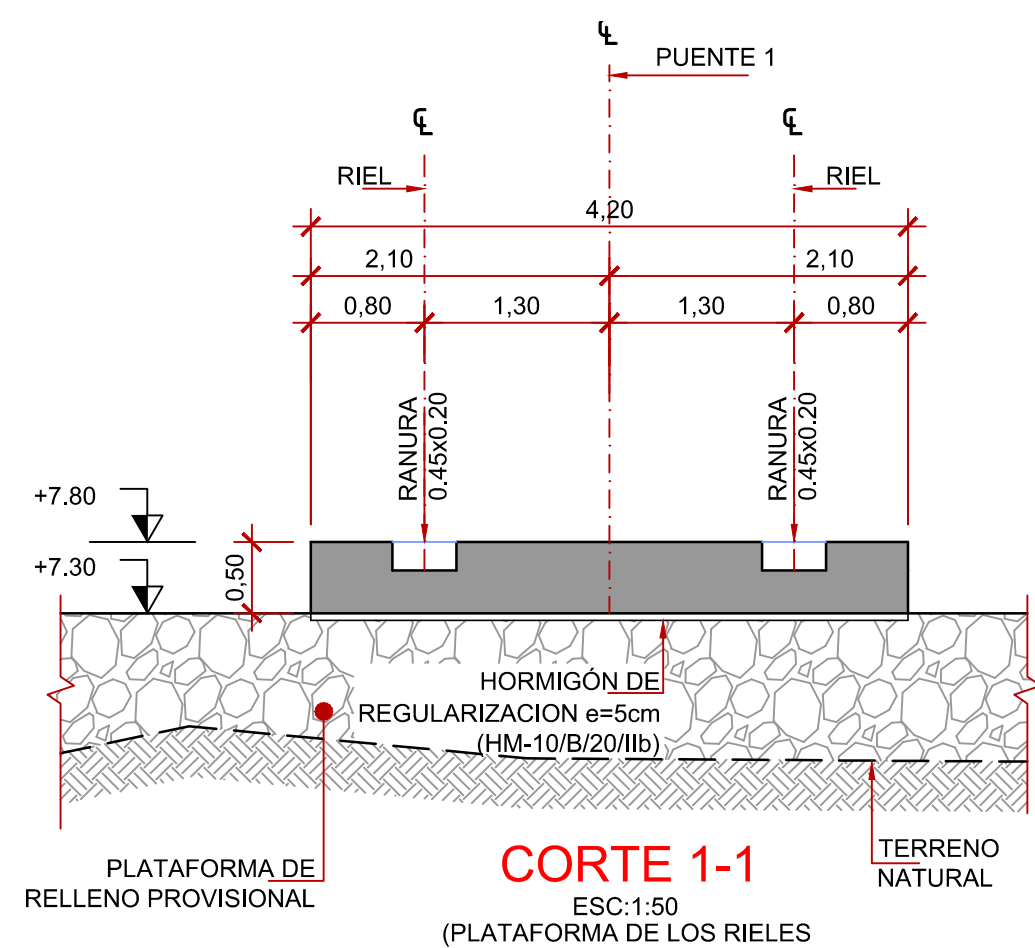
1	07-03-2018	EMISION INICIAL	EOM
Nº	FECHA	DESCRIPCION	ELAB.
REVISIONES			
		UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC) Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona	
PROYECTO:		PLANO Nº: EST-EQM-004	
CONTIENE:		ESCALA: LAS INDICADAS	
DISEÑO:		FECHA: MARZO 2018	
ALUMNO		DIBUJO: EQM	
DIRECTOR DE PROYECTO TESIS			
ELIESER QUISPE MEZA		DR. ING. ANGEL APARICIO	



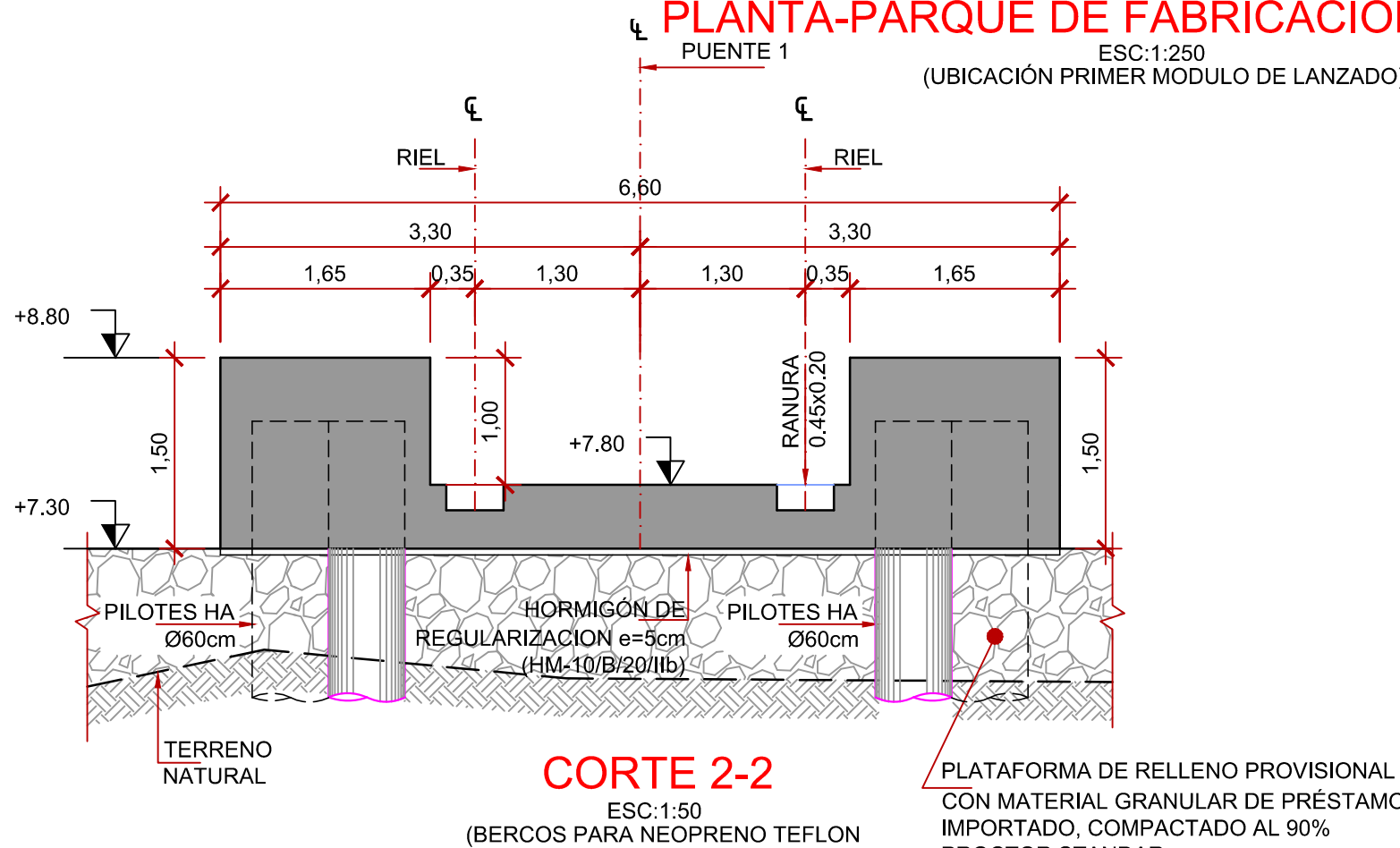
PERFIL LONGITUDINAL PARQUE DE LANZADO
ESC:1:250
(UBICACIÓN PRIMER MÓDULO DE LANZADO)



PLANTA-PARQUE DE FABRICACIÓN Y LANZADO
ESC:1:250
(UBICACIÓN PRIMER MÓDULO DE LANZADO)



CORTE 1-1
ESC:1:50
(PLATAFORMA DE LOS RIELES)

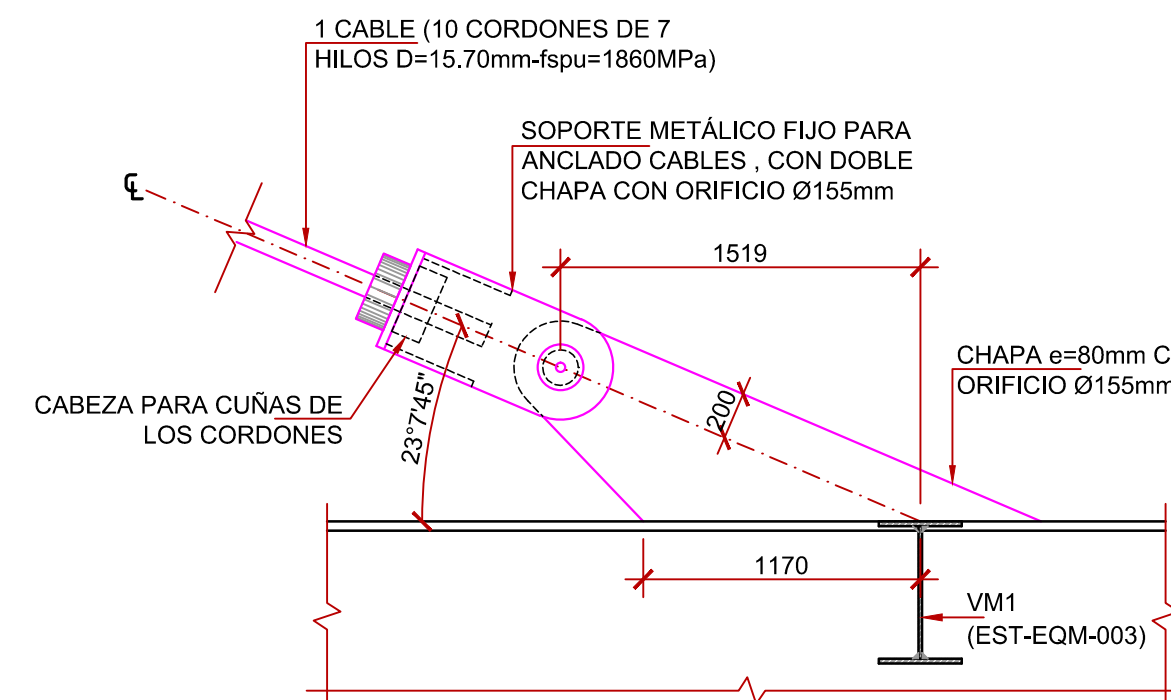
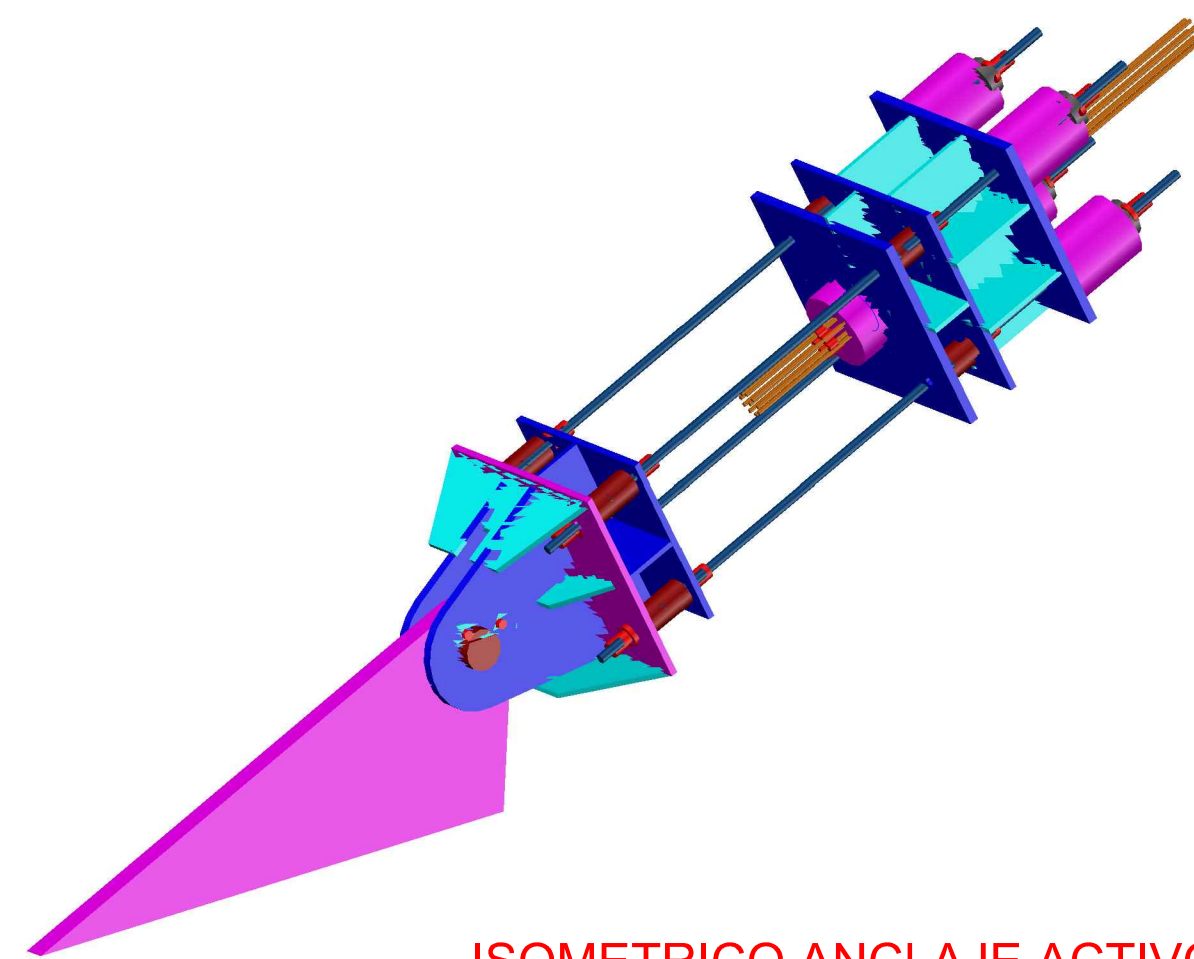
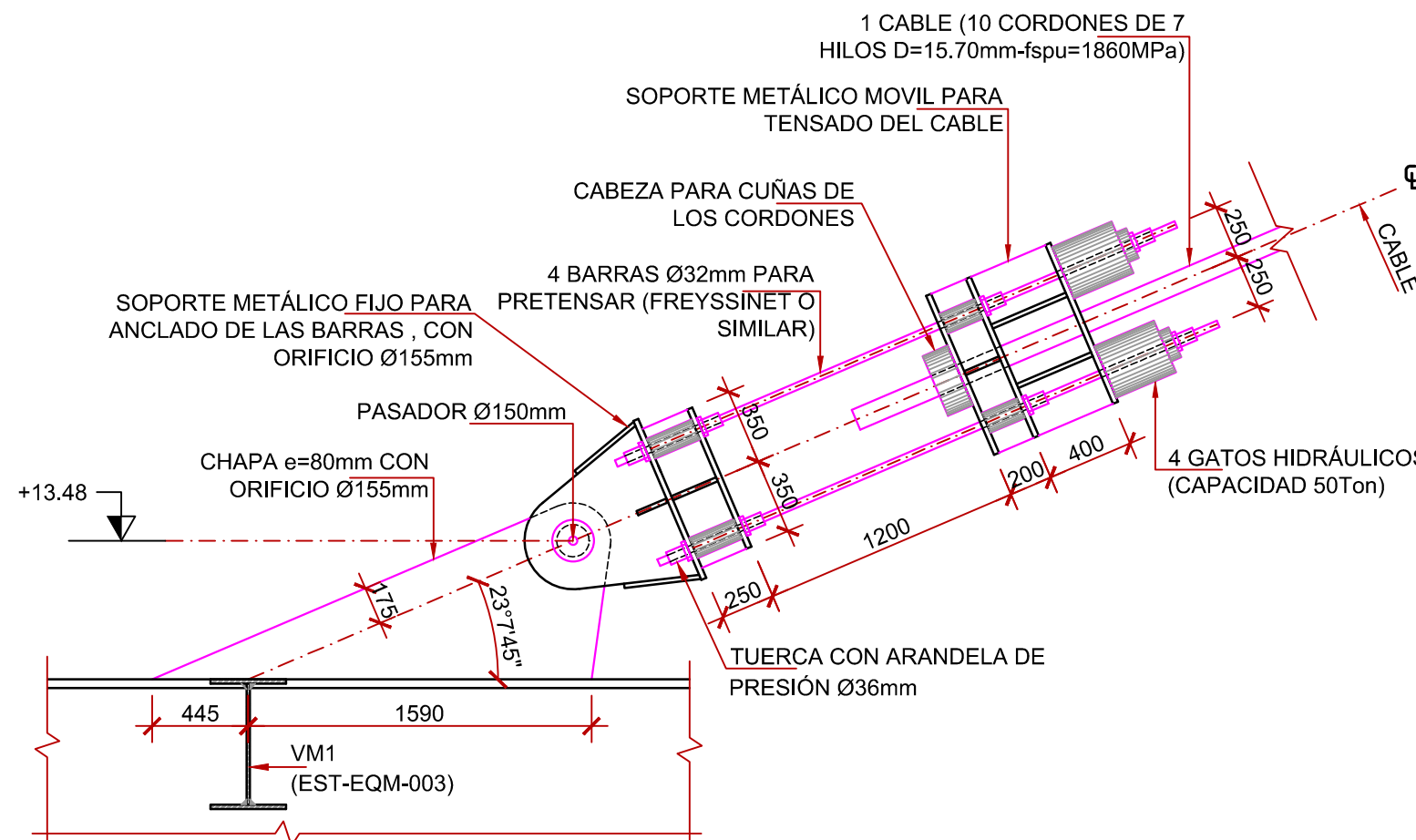
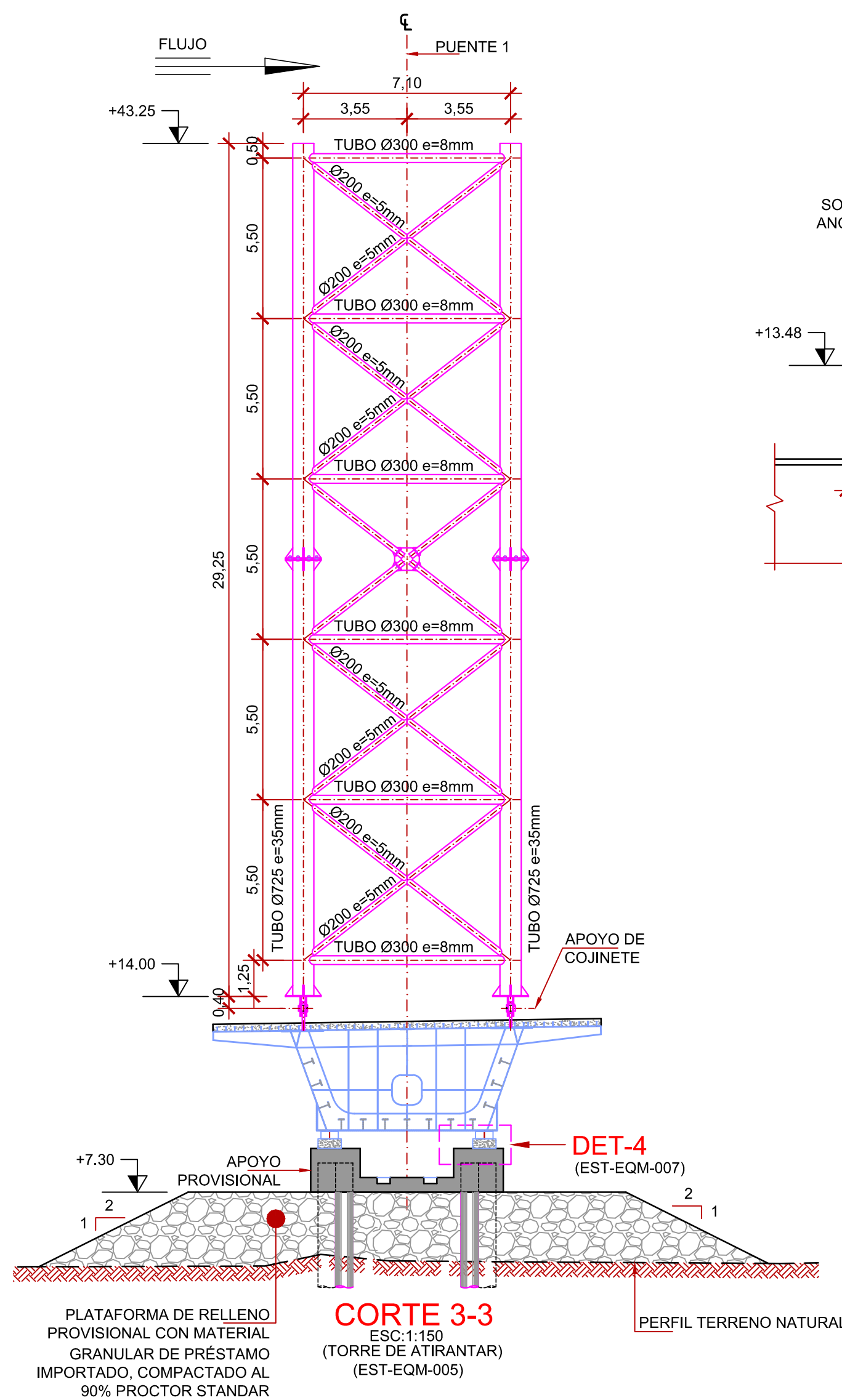


CORTE 2-2
ESC:1:50
(BERCOS PARA NEOPRENO TEFLON)

PROCESO CONSTRUCTIVO PARA EL LANZADO DEL TABLERO

- LAS ACTIVIDADES DEL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN SEGUIRÁN EN EL SIGUIENTE ORDEN:
1. LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO DEL SITIO DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE.
 2. ADQUISICIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL PARA LA FABRICACIÓN DE LAS CHAPAS Y PERFILES DEL CAJÓN METÁLICO.
 3. INICIO DE FABRICACIÓN DE DEL CAJÓN METÁLICO EN TALLER.
 4. COMPACTACIÓN DINÁMICA DEL SUELO DE FUNDACIÓN, CONFORME A LOS REQUERIMIENTOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.
 5. BARRENADO DE LOS PILOTES PROVISIONALES (Ø300mm) Y DE LOS PILOTES PRINCIPALES DEL PUENTE EN ESTRIOS Y PILAS (Ø1600mm).
 6. EJECUCIÓN DEL RELLENO PROVISIONAL PARA LA PLATAFORMA DE LANZAMIENTO EN LA COTA +7.30, EN LA MARGEN DEL LADO DE GUAYAQUIL DEL RÍO, EL CUAL DEBERÁ CUMPLIR LOS MÍNIMOS REQUISITOS DE COMPACTACIÓN, LOS CUALES SE MEDIRÁN SU GRADO DE COMPACTACIÓN A TRAVÉS DE DENSÍMETRO NUCLEAR.
 7. ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICIÓN DE BERÇOS PROVISIONALES, PLATAFORMA DE RIEL Y DEL LOS ESTRIOS DEL PUENTE PREVIA FUNDICIÓN DE HORMIGÓN REGULARIZACIÓN.
 8. UBICACIÓN Y MONTAJE DE LOS APOYOS DE NEOPRENO TEFLON EN TODOS LOS APOYOS FLUOS Y PROVISIONALES DEL PUENTE.
 9. MONTAJE Y ENSAMBLAJE EN OBRA DEL PRIMER TRAMO DE 150m DEL CAJÓN METÁLICO, EL CUAL SERÁ UBICACIÓN CONFORME LO DISPUESTO EN ESTE PLANO.
 10. ENCOFRADO, ARMADO Y FUNDICIÓN DEL TABLERO DE LA LOSA DEL PUENTE EN UNA LONGITUD DE 85.35m, INICIANDO DESDE EL APOYO AP1.
 11. MONTAJE E INSTALACIÓN DE LA TORRE DE ATRANTAMIENTO CON SUS COJINETES ACTIVOS Y PASIVOS, UBICADO EN LA POSICIÓN INDICADA EN EL DISEÑO, Y CON UNA TENSIÓN MÍNIMA DE LOS CABLES DE 750kN.
 12. UBICACIÓN DE LA PERCHA DE EMPUJE EN LOS RIELES DE RODAJE, E INSTALACIÓN DE LOS CABLES DE HALAR DESDE EL ESTRIBO E1 (ANCLAJE PASIVO) A LA ESTRUCTURA DEL LA PERCHA (ANCLAJE ACTIVO).
 13. EJECUCIÓN DEL PRIMER MÓDULO DE LANZAMIENTO EN UNA LONGITUD DE 26.95m, Y FABRICACIÓN DEL SIGUIENTE MÓDULO DE 26.95m.
 14. EJECUCIÓN DEL SEGUNDO LANZAMIENTO EN UNA LONGITUD DE 25.95m, FABRICACIÓN DEL TERCER MÓDULO DE 25.95m Y LANZADO DE ESTE.
 15. POSTERIOR AL TERCER LANZAMIENTO SE PODRÁ REALIZAR LANZADOS DE TABLERO CON LUCES DE 51.90m.
 16. CUANDO EL PICO DE LANZADO SE APROXIMA AL CADA UNO DE LOS APOYOS FLUOS DEL PUENTE SE DEBERÁ APLICAR UNA TENSIÓN A CADA CABLE DE 1350kN, PARA QUE ESTE ALCANCE LA COTA DE MONTAJE A LOS APOYOS.
 17. SE DEBERÁ UBICAR PUNTOS FLUOS DE TOPOGRAFÍA PARA CONTROLAR EL EJE DEL PROYECTO DEL PUENTE Y OPERARIOS QUE REALICEN LAS MANIOBRAS DE RETIRO Y COLOCACIÓN DE LOS TEFLONES QUE SALEN DEL APOYO TABLERO, PRODUCTO DEL EMPUJE REALIZADO A ESTE.

1	07-03-2018	EMISION INICIAL	EOM
Nº	FECHA	DESCRIPCION	ELAB.
REVISIONES			
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC) Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona			
PROYECTO:		PLANOS Nº:	
CONSTRUCCION DEL PUENTE DAULE - GUAYAQUIL, INCLUYE ACCESOS Y PASOS ELEVADOS EN AV. LEON FEBRES CORDERO Y EN AV. NARCISA DE JESUS MARTILLO MORAN		EST-EQM-005	
CONTIENE:		ESCALA:	
PARQUE DE FABRICACIÓN Y LANZADO ELEVACIÓN, PLANTA Y CORTES (PUENTE DAULE-GUAYAQUIL)		LAS INDICADAS	
DISEÑO:		FECHA:	
ALUMNO		MARZO 2018	
ELIESER QUISPE MEZA		DIBUJO:	
DIRECTOR DE PROYECTO TESIS		EQM	
DR. ING. ANGEL APARICIO			

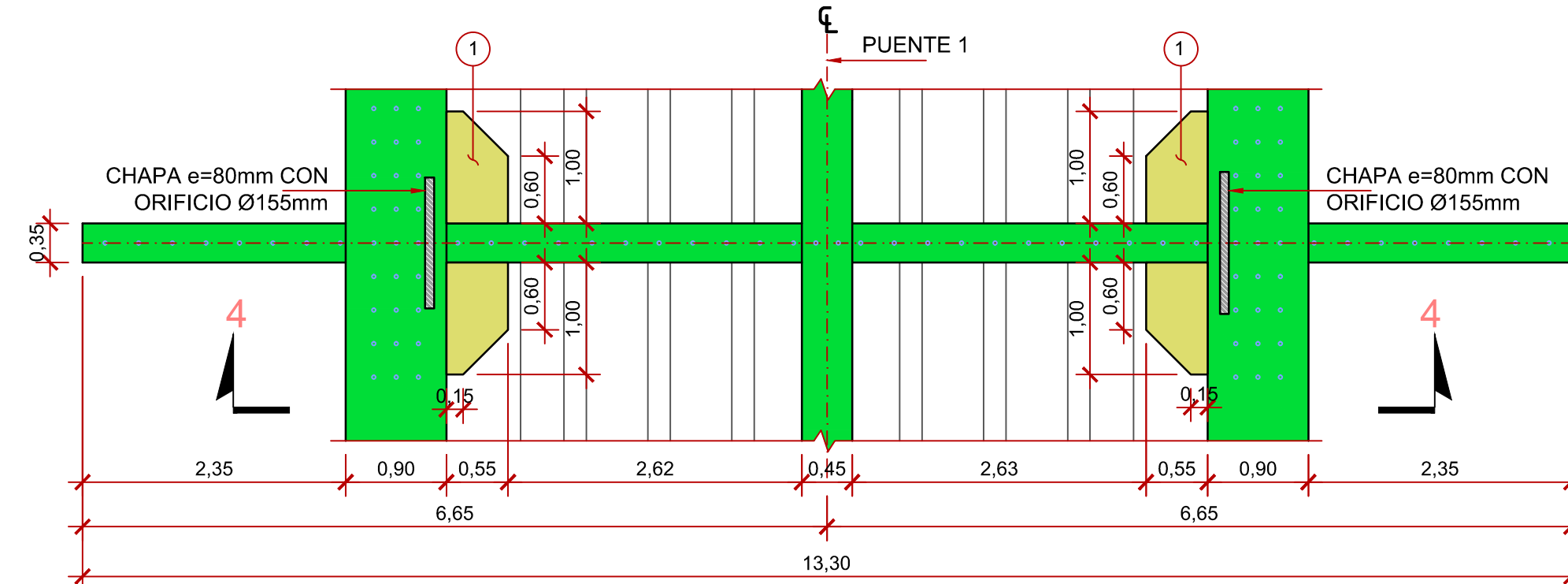


DETALLE 3

ESC:1:30
(COJINETES ANCLAJE PASIVO TABLERO)
MEDIDAS EN MILIMETROS
(EST-EQM-005)

ISOMETRICO ANCLAJE ACTIVO

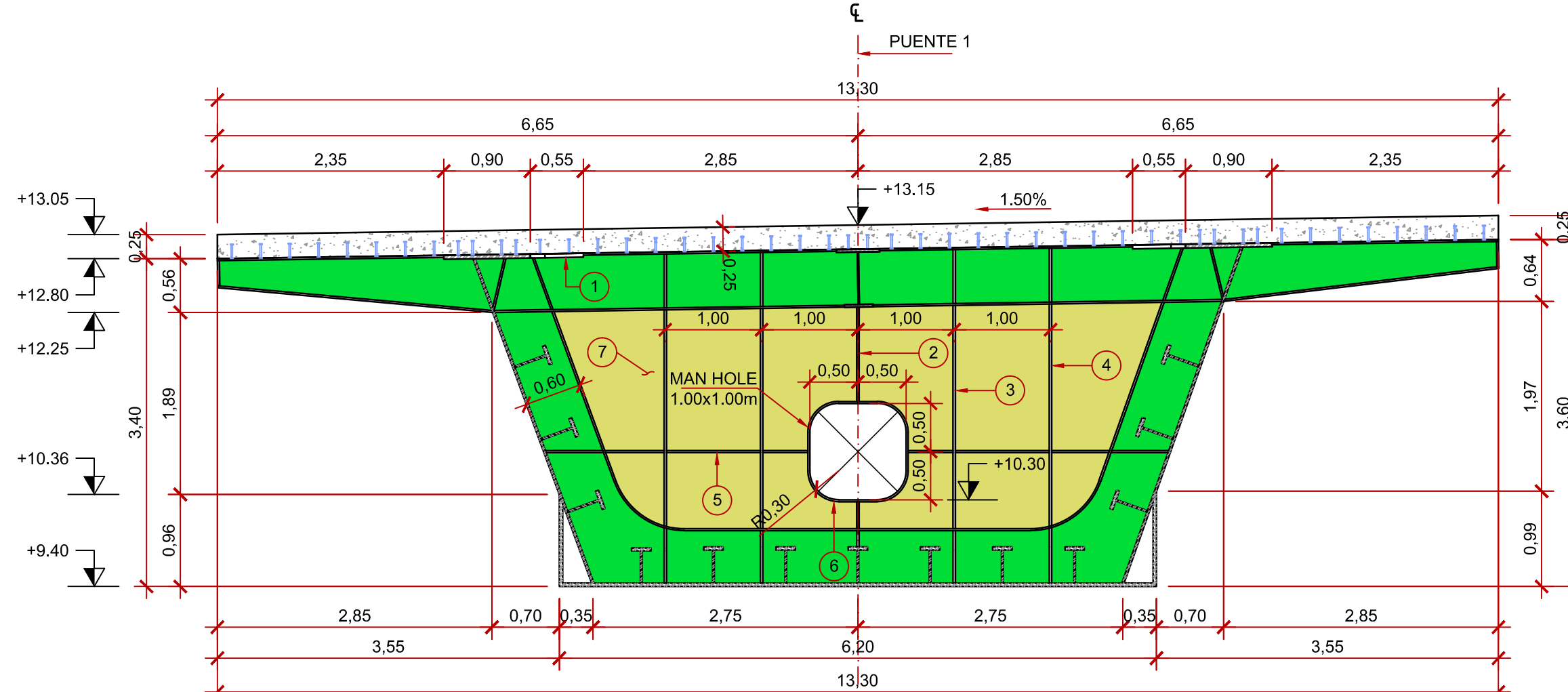
ESC:S/E



PLANTA-REFUERZOS DIAFRAGMAS

(EN ZONAS APOYOS DE PILAS, ESTRIBOS, ANCLAJES DE TENSORES DE CABLES)

ESC:1:50



CORTE 4-4

(EN ZONAS APOYOS DE PILAS, ESTRIBOS, ANCLAJES DE TENSORES DE CABLES)

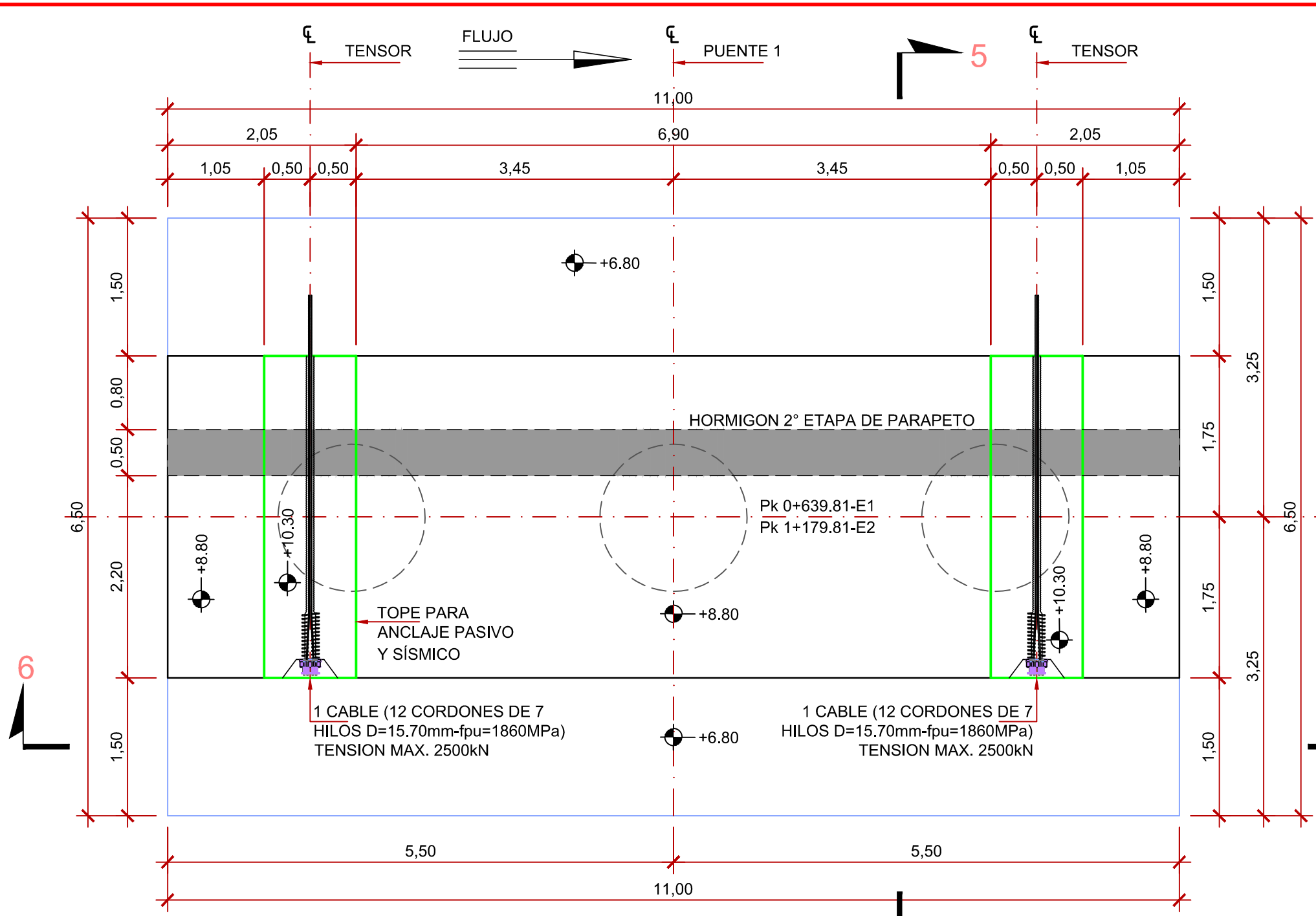
ESC:1:50

LISTA DE MATERIALES REFUERZO DIAFRAGMAS							
ITEM	DESCRIPCIÓN/MATERIAL	ESPECIFICACIONES	CANT.	UNID.	PESOS (kg)		OBSERVACIONES
					UNITARIO	TOTAL	
1	CHAPA e=40mm	S355J2	4.00	un	147.58	590.32	—
2	CHAPA 1450x165x25mm	S355J2	2.00	un	46.96	93.90	—
3	CHAPA 3460x165x25mm	S355J2	4.00	un	112.04	448.16	—
4	CHAPA 3480x165x25mm	S355J2	4.00	un	112.69	450.76	—
5	CHAPA 2730x165x25mm	S355J2	4.00	un	88.40	353.60	—
6	CHAPA 3610x0.165x25mm	S355J2	2.00	un	116.90	233.80	—
7	CHAPA e=15mm	S355J2	1.00	un	1366.16	1366.16	MAN HOLE 1.0x1.0m
PESO TOTAL: 3536.70kg							FABRICAR 13 CONJUNTOS

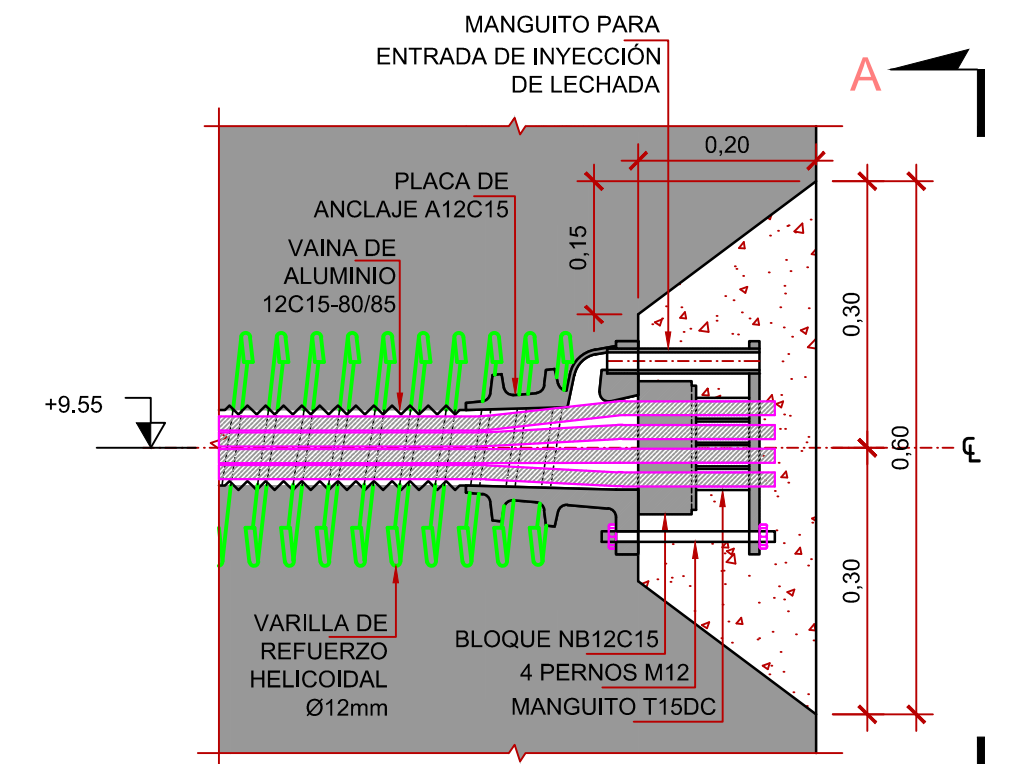
ESPECIFICACIONES GENERALES

- NORMAS DE DISEÑO IAP-11, EHE-08, EAE.
- HORMIGÓN :
 - EN SUPERESTRUCTURA HA-35/B/20/IIa (Fck=35MPa)
 - EN INFRAESTRUCTURA HA-35/B/20/IIa (Fck=35MPa)
 - ESTRIBOS
 - EN INFRAESTRUCTURA HM-25/B/20/IIa (Fck=25MPa)
 - CABEZAL Y PILOTES
 - HORMIGÓN DE REGULARIZACION HM-10/B/20/IIa (Fck=10MPa)
- ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERFIL CAJÓN, CABEZAL Y PILOTES: S355J2
 $f_y=355N/mm^2$ ($\leq 40mm$) o $f_y=335N/mm^2$ ($40<\leq 80mm$)
- ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERFIL MISCELÁNEOS (BARANDAS, MISCELÁNEOS): S235K2-N $f_y=235N/mm^2$ ($\leq 40mm$).
- DEBERÁ COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO S355J2, MEDIANTE ENSAYOS O CERTIFICADOS DE IMPORTACIÓN.
- ACERO DE REFUERZO EN BARRAS : SERÁ CORRUGADO DE DUREZA NATURAL B500SD, $f_{sk}=500N/mm^2$
- RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO :
SUPERESTRUCTURA = 30mm SUPERIOR E INFERIOR.
SUBESTRUCTURA = 50mm CIMENTOS.
- EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO: SERÁN DE 48 DIÁMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.
- LOS PILOTES TENDRÁN UN DIÁMETRO DE ACABADO DE 1600mm CON CHAPA e=35mm, LOS RELLENADOS CON HORMIGÓN EN MASA EN TODA SU LONGITUD, DEBIÉNDOSE UTILIZAR LODO BENTONITA PARA REALIZAR ESTE RELLENO.
- EL NIVEL DE CABEZA DEL PILOTE DEBERÁ ESTAR 100mm SOBRE EL NIVEL INFERIOR DE LOS CABEZALES.
- DIMENSIONES: SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS PLANOS.
- CHAFLANES: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS TENDRÁN UN CHAFLÁN DE 20mm.
- CAPA DE RODADURA: ASFALTO AP3 (e=50mm).
- PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO: 2 %.
- SOLDADURA: ELECTRODO E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO.
- NORMAS PARA SOLDADURA: AWS.
- SE PINTARÁ EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINIO EN CAMPO.
- SE PINTARÁ LA JUNTA DE DILATACIÓN EN LAS ACERAS QUE NO ESTÉN EN CONTACTO CON EL HORMIGÓN.

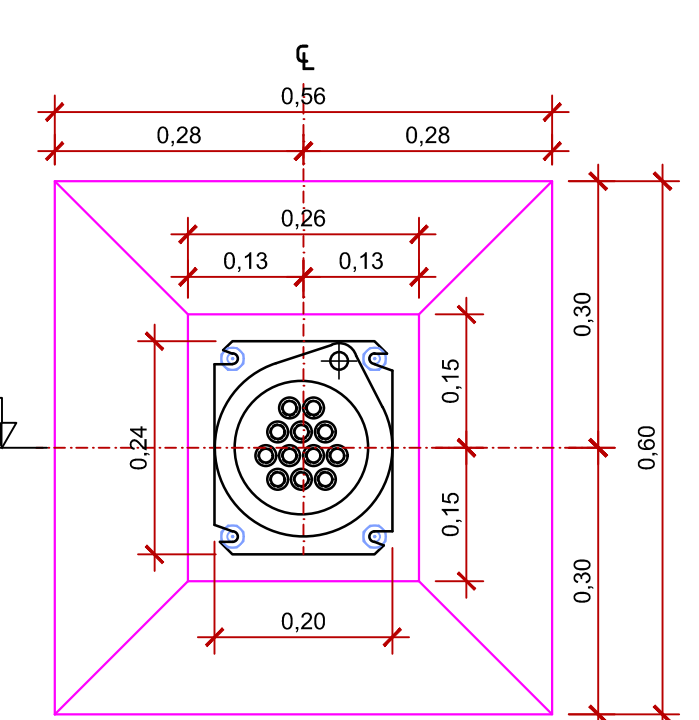
1	07-03-2018	EMISION INICIAL		EQM
Nº	FECHA	DESCRIPCION		ELAB.
REVISIONES				
<div><div><div></div></div><div><div>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC)</div><div>Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona</div></div></div>				
PROYECTO:		PLANO Nº: EST-EQM-006		
<div>CONSTRUCCION DEL PUENTE DAULE - GUAYAQUIL, INCLUYE ACCESOS Y PASOS ELEVADOS EN AV. LEON FEBRES CORDERO Y EN AV. NARCISA DE JESUS MARTILLO MORAN</div>		ESCALA: LAS INDICADAS		
		FECHA: MARZO 2018		
		DIBUJO: EQM		
CONTIENE:				
<div>PARQUE DE FABRICACIÓN Y LANZADO DETALLES, CORTES, LISTA MATERIALES (PUENTE DAULE-GUAYAQUIL)</div>				
DISEÑO:				
ALUMNO		DIRECTOR DE PROYECTO TESIS		
<div>ELIESER QUISPE MEZA</div>		<div>DR. ING. ANGEL APARICIO</div>		



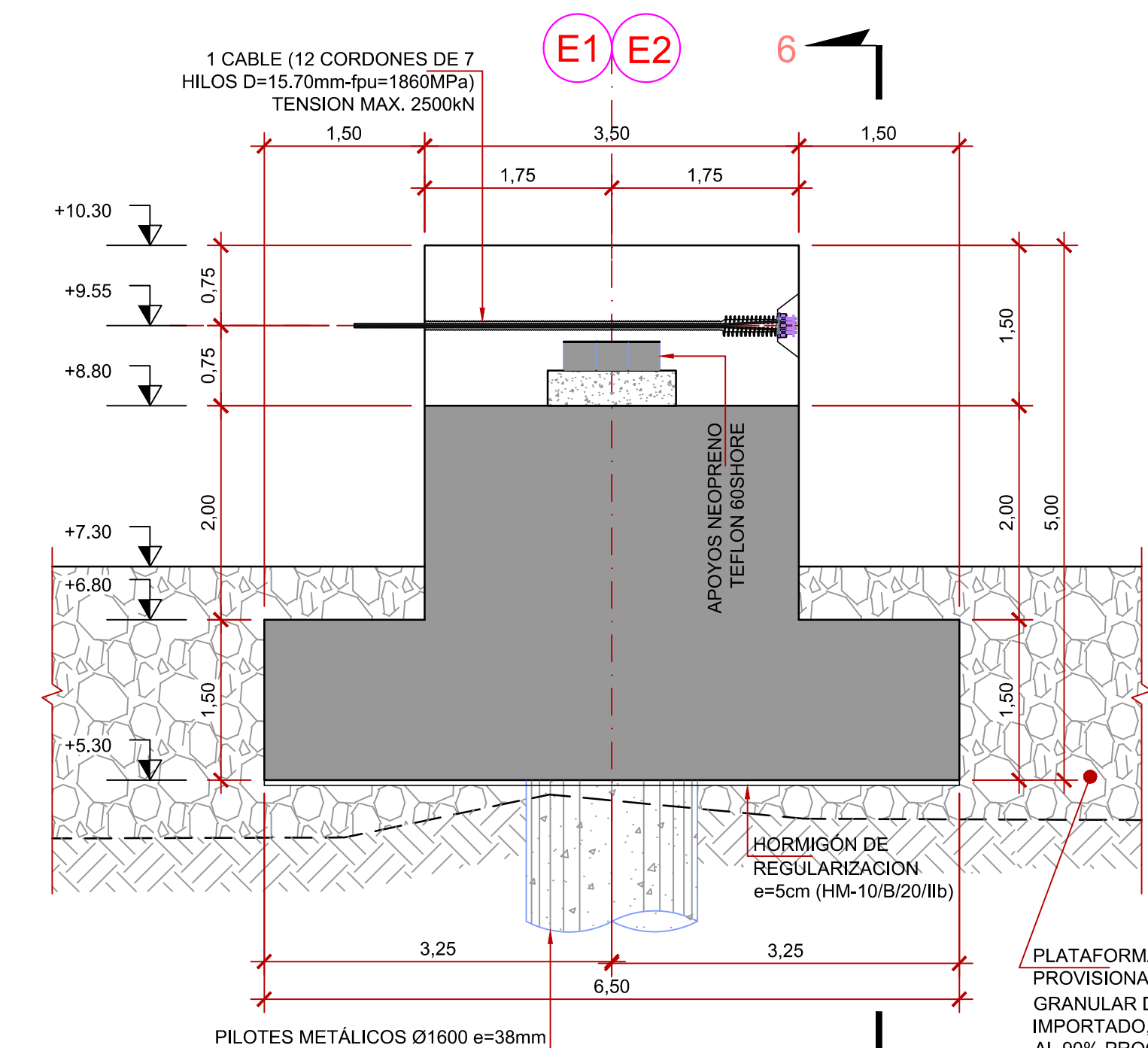
PLANTA ESTRIBOS E1 Y E2
ESC:1:50



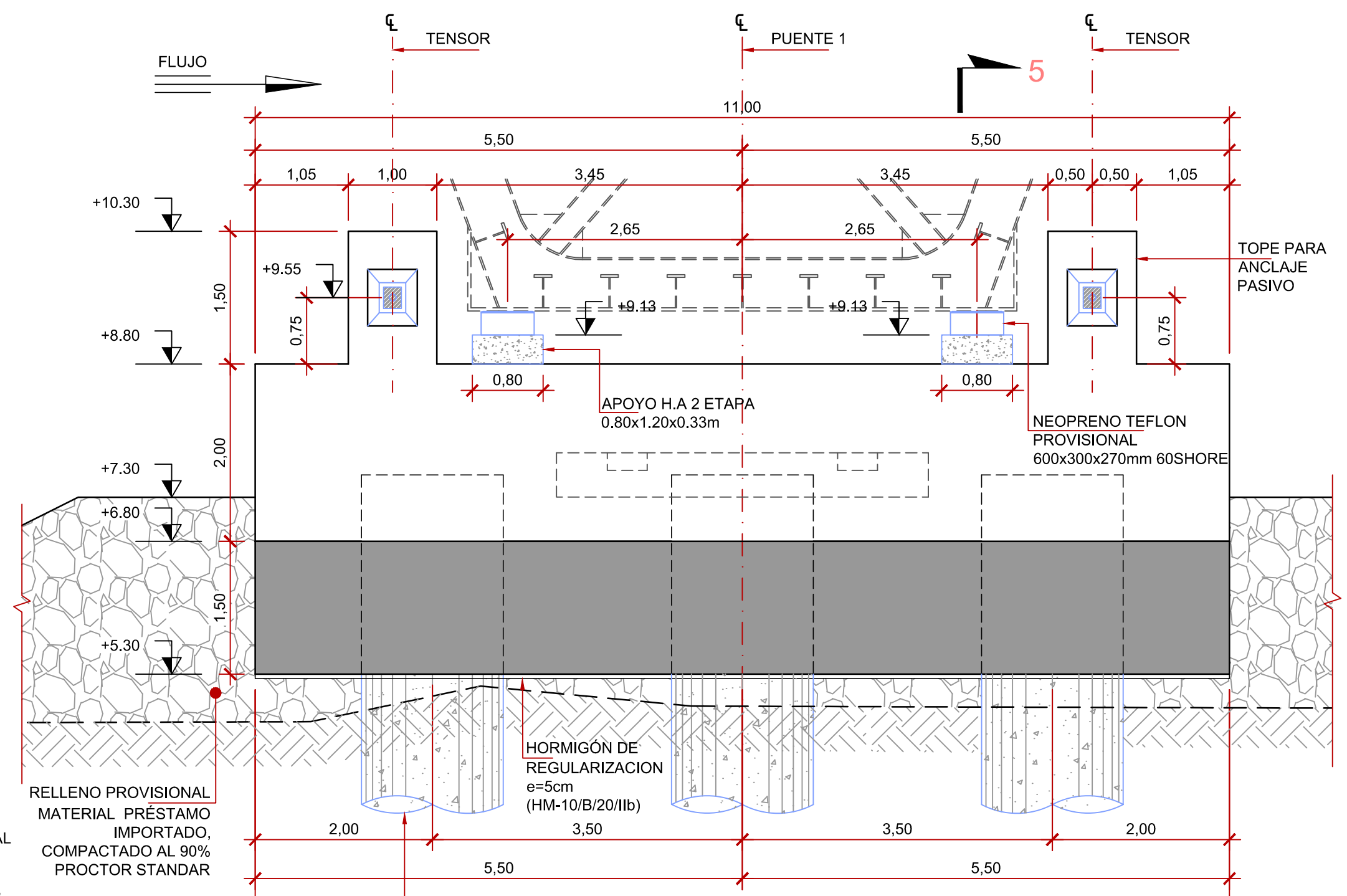
DETALLE ANCLAJE PASIVO
ESC:1:7.5



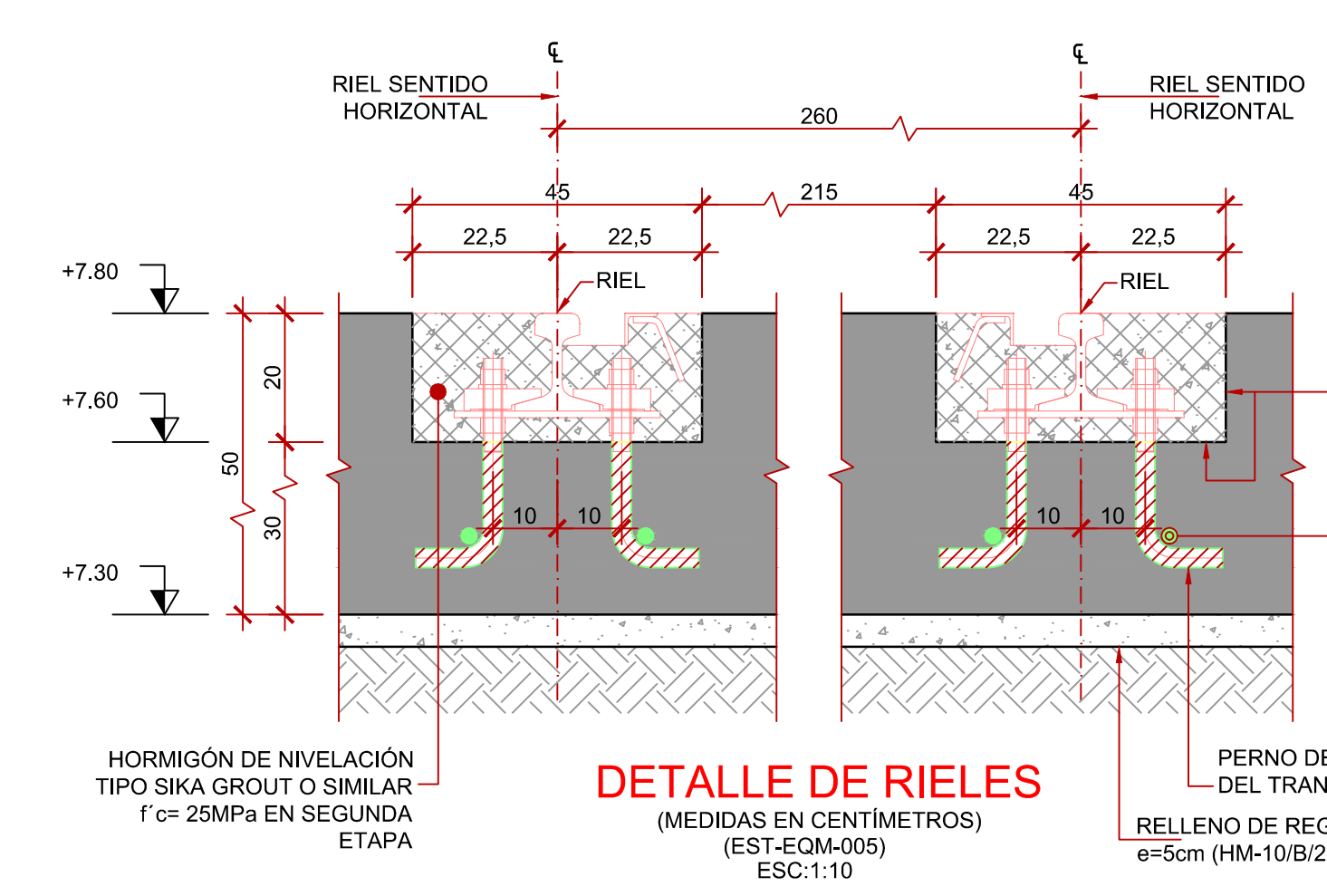
VISTA A-A
ESC:1:7.5



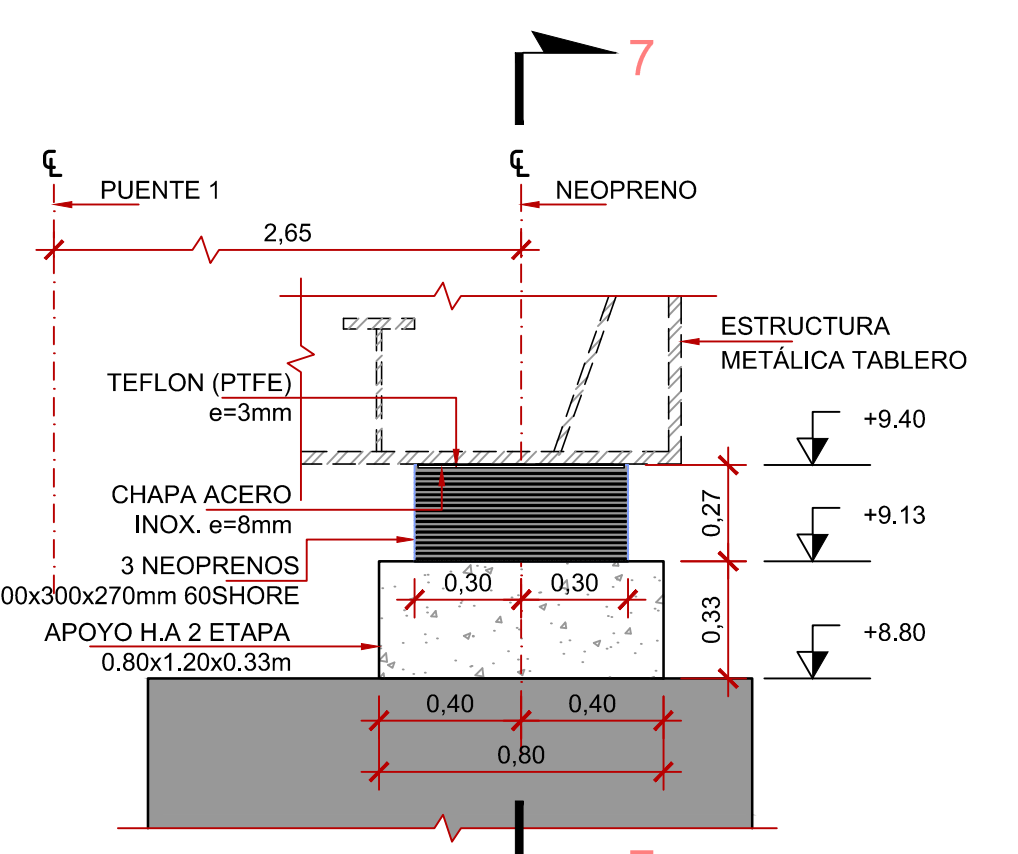
CORTE 5-5
ESC:1:50



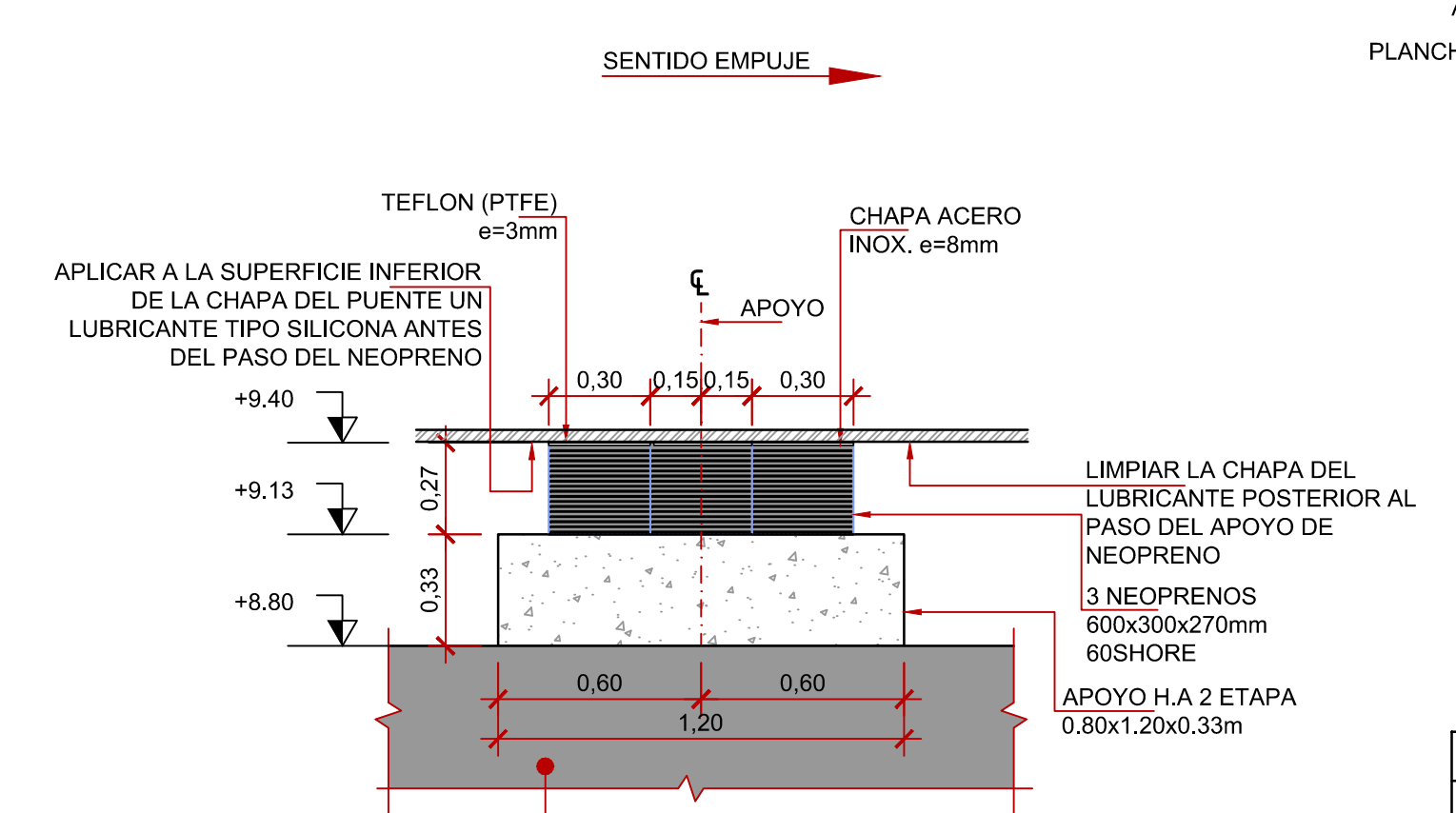
CORTE 6-6
ESC:1:50



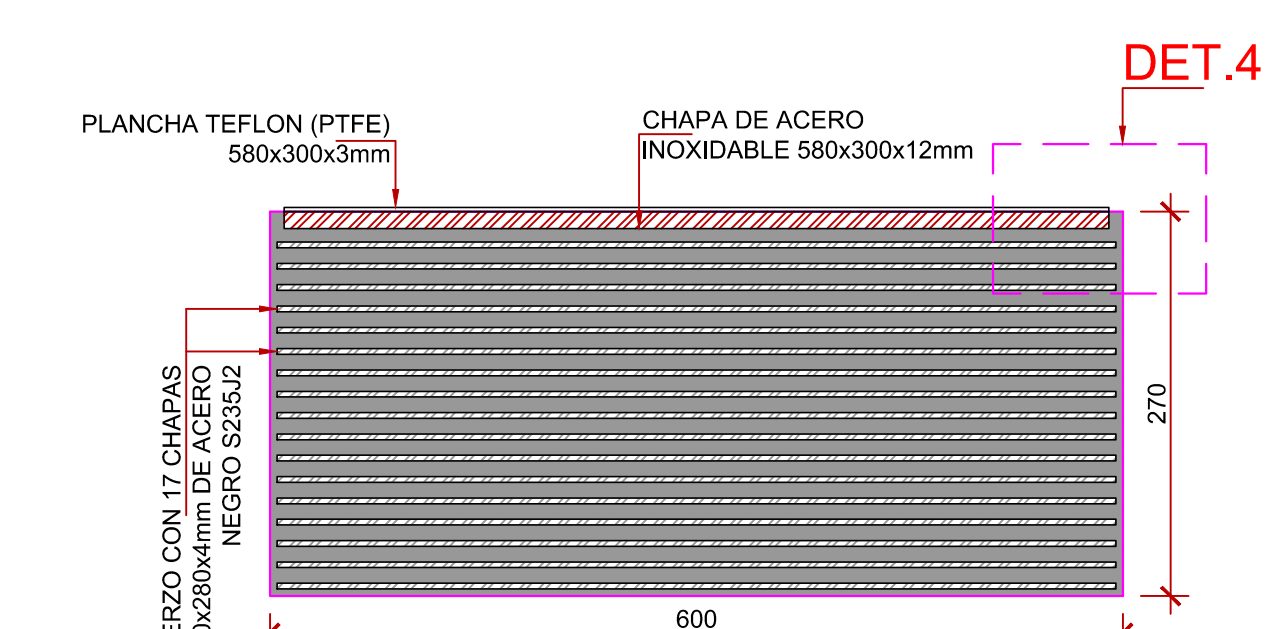
DETALLE DE RIELES
(MEDIDAS EN CENTIMETROS)
(EST-EQM-005)
ESC:1:10



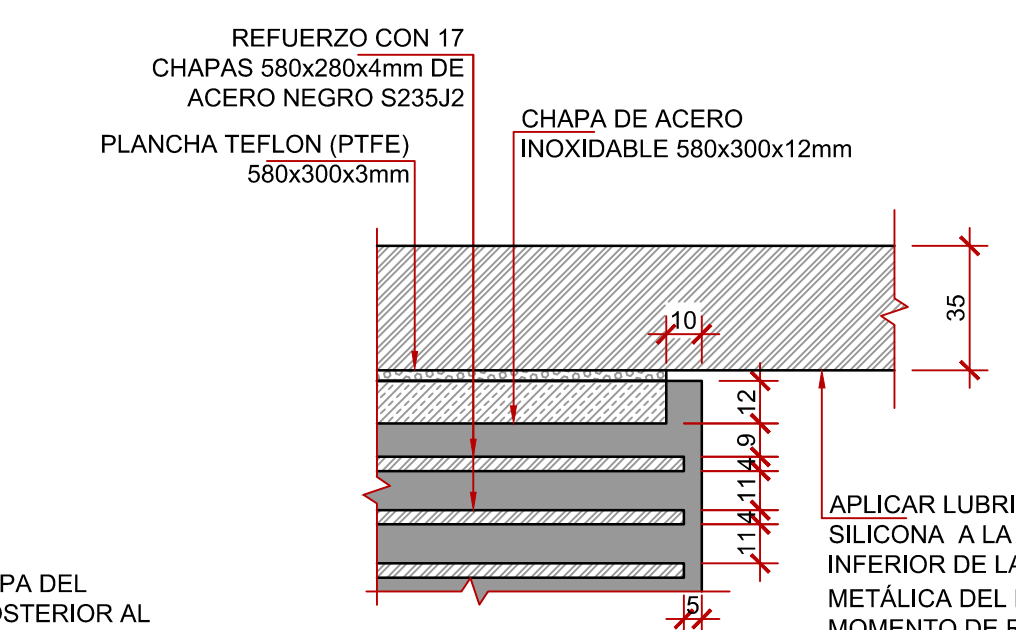
DETALLE 4
ESC:1:20
(EST-EQM-006)



CORTE 7-7
ESC:1:20



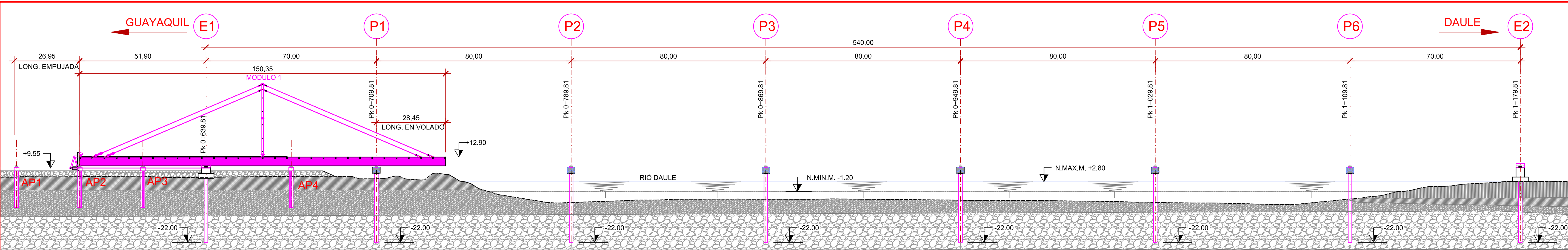
PLACA DE NEOPRENO 60SHORE
(MEDIDAS EN MILIMETROS)
(APOYOS PROVISIONALES)
ESC:1:5



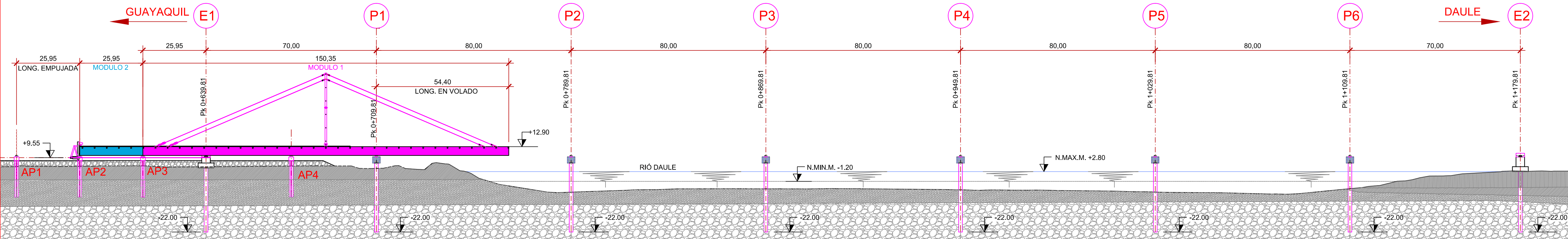
DETALLE 4
(MEDIDAS EN MILIMETROS)
ESC:1:2

ESPECIFICACIONES GENERALES	
1. NORMAS DE DISEÑO IAP-11, EHE-08, EAE.	
2. HORMIGÓN :	
a. -	EN SUPERESTRUCTURA HA-35/B/20/II/a (Fck=35MPa)
b. -	EN INFRAESTRUCTURA HA-35/B/20/II/a (Fck=35MPa)
c. -	EN INFRAESTRUCTURA HM-25/B/20/II/a (Fck=25MPa)
d. -	CABEZAL Y PILOTES.
3. ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERFIL CAJÓN, CABEZAL Y PILOTES: S355J2	
4. ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERIL MISCELÁNEOS (BARANDAS, MISCELÁNEOS): S235K2-N	
5. DEBERÁ COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO S355J2, MEDIANTE ENSAYOS O CERTIFICADOS DE IMPORTACIÓN.	
6. ACERO DE REFUERZO EN BARRAS : SERÁ CORRUGADO DE DUREZA NATURAL B500SD, fsk=500N/mm².	
7. RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO :	
a. SUPERESTRUCTURA = 30mm SUPERIOR E INFERIOR.	
b. SUBESTRUCTURA = 50mm CIMENTOS.	
8. EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO: SERÁN DE 48 DIÁMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.	
9. LOS PILOTES TENDRÁN UN DIÁMETRO DE ACABADO DE 1600mm CON CHAPA e=35mm, LOS RELLENADOS CON HORMIGÓN EN MASA EN TODA SU LONGITUD, DEBIENDOSE UTILIZAR LODO BENTONITA PARA REALIZAR ESTE RELLENO.	
10. EL NIVEL DE CABEZA DEL PILOTE DEBERÁ ESTAR 100mm SOBRE EL NIVEL INFERIOR DE LOS CABEZALES.	
11. DIMENSIONES: SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS PLANOS.	
12. CHAFLANES: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS TENDRÁN UN CHAFLÁN DE 20mm.	
13. CAPA DE RODADURA: ASFALTO AP3 (e=50mm).	
14. PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO: 2 %.	
15. SOLDADURA: ELECTRODO E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO.	
16. NORMAS PARA SOLDADURA: AWS.	
17. SE PINTARÁ EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINIO EN CAMPO.	
18. SE PINTARÁ LA JUNTA DE DILATACIÓN EN LAS ACERAS QUE NO ESTÉN EN CONTACTO CON EL HORMIGÓN.	
19. SE UBICARÁ UN CABLE EN CADA TOPE SÍSMICO DEL ESTRIBO, COMPUESTO ESTE POR 12 CORDONES DE 7 HILOS DE UN DIÁMETRO DE 15.70mm CON UN fpu=1860MPa.	
20. LA TENSIÓN MÁXIMA QUE EJERCERÁN LOS GATOS UBICADOS EN LA PERCHA DE EMPUJE A LOS CABLES UBICADOS EN LOS ANCLAJES PASIVOS DEL ESTRIBO SERÁ DE 2500kN.	

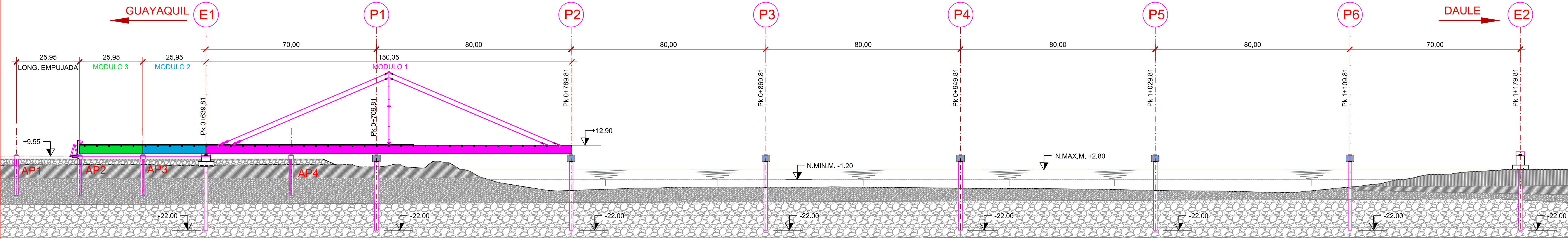
1	07-03-2018	EMISION INICIAL	EOM
Nº	FECHA	DESCRIPCION	ELAB.
REVISIONES			
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC) Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona			
PROYECTO:	CONSTRUCCION DEL PUENTE DAULE - GUAYAQUIL, INCLUYE ACCESOS Y PASOS ELEVADOS EN AV. LEON FEBRES CORDERO Y EN AV. NARCISIA DE JESUS MARTILLO MORAN		PLANO Nº: EST-EQM-007
CONTIENE:	PARQUE DE FABRICACIÓN Y LANZADO ESTRIBOS E1 Y E2, PRIMERA ETAPA (PUENTE DAULE-GUAYAQUIL)		ESCALA: LAS INDICADAS
			FECHA: MARZO 2018
			DIBUJO: EQM
DISEÑO:		DIRECTOR DE PROYECTO TESIS	
ALUMNO		DR. ING. ANGEL APARICIO	
ELIESER QUISPE MEZA			



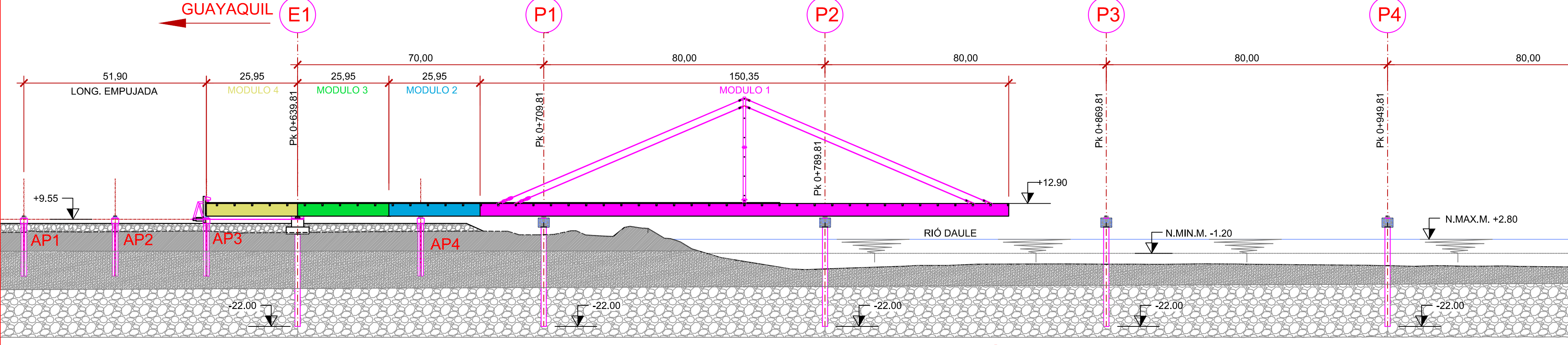
LANZAMIENTO 1
ESC:1:800
(MODULO 1)



LANZAMIENTO 2
ESC:1:800
(MODULO 2)

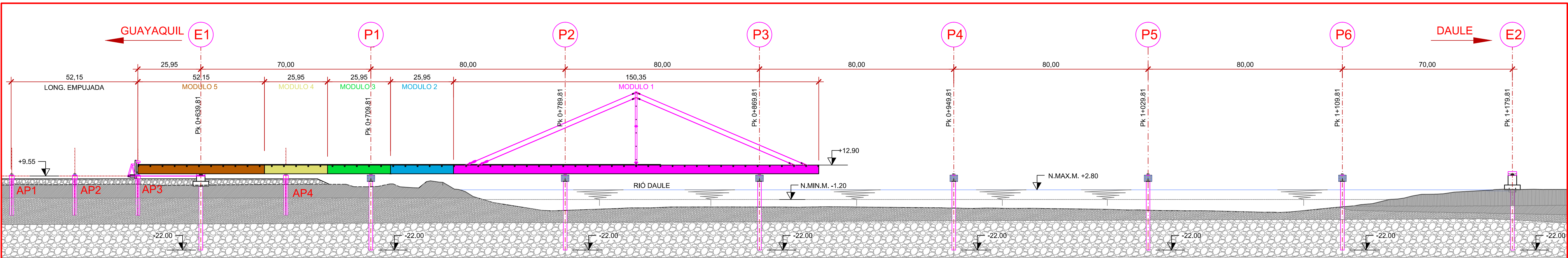


LANZAMIENTO 3
ESC:1:800
(MODULO 3)

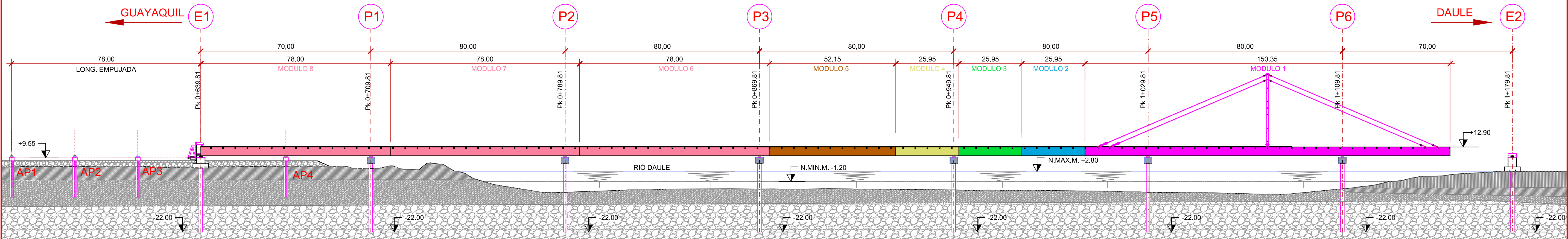


LANZAMIENTO 4
ESC:1:800
(MODULO 4)

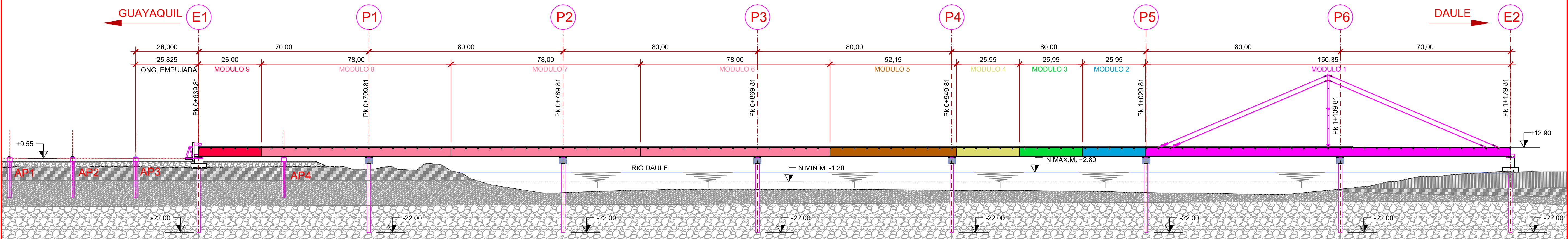
1	07-03-2018	EMISION INICIAL		EOM
Nº	FECHA	DESCRIPCION		ELAB.
REVISIONES				
		UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC)		
		Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona		
		PROYECTO:	PLAN0 Nº: EST-EQM-008	
		CONSTRUCCION DEL PUENTE DAULE - GUAYAQUIL, INCLUYE ACCESOS Y PASOS ELEVADOS EN AV. LEON FEBRES CORDERO Y EN AV. NARCISA DE JESUS MARTILLO MORAN		
CONTIENE:		PARQUE DE LANZADO Y FABRICACIÓN SECUENCIA DE LANZADO 1 A 4 (PUENTE DAULE-GUAYAQUIL)		
DISEÑO:		DIBUJO: EQM		
ALUMNO		DIRECTOR DE PROYECTO TESIS		
ELIESER QUISPE MEZA		DR. ING. ÀNGEL APARICIO		



LANZAMIENTO 5
ESC:1:800
(MODULO 5)



LANZAMIENTOS 6 a 8
ESC:1:800
(MODULOS 6 A 8)



LANZAMIENTO 9
ESC:1:800
(MODULO 9)

PROCESO CONSTRUCTIVO PARA EL LANZADO DEL TABLERO

- LAS ACTIVIDADES DEL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN SEGUIRÁN EN EL SIGUIENTE ORDEN:
1. LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO DEL SITIO DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE.
 2. ADQUISICIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL PARA LA FABRICACIÓN DE LAS CHAPAS Y PERFILES DEL CAJÓN METÁLICO.
 3. INICIO DE FABRICACIÓN DEL CAJÓN METÁLICO EN TALLER.
 4. COMPACTACIÓN DINÁMICA DEL SUELO DE FUNDACIÓN, CONFORME A LOS REQUERIMIENTOS DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO.
 5. BARRENADO DE LOS PILOTES PROVISIONALES (Ø300mm) Y DE LOS PILOTES PRINCIPALES DEL PUENTE EN ESTRIBOS Y PILAS (Ø1600mm).
 6. EJECUCIÓN DEL RELLENO PROVISIONAL PARA LA PLATAFORMA DE LANZAMIENTO EN LA COTA +7.30, EN LA MARGEN DEL LADO DE GUAYAQUIL DEL RÍO, EL CUAL DEBERÁ CUMPLIR LOS MÍNIMOS REQUISITOS DE COMPACTACIÓN, LOS CUALES SE MEDIRÁN SU GRADO DE COMPACTACIÓN A TRAVÉS DE DENSIÓMETRO NUCLEAR.
 7. ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICIÓN DE BERÇOS PROVISIONALES, PLATAFORMA DE RIEL Y DE LOS ESTRIBOS DEL PUENTE PREVIA FUNDICIÓN DE HORMIGÓN REGULARIZACIÓN.
 8. UBICACIÓN Y MONTAJE DE LOS APOYOS DE NEOPRENO TEFLÓN EN TODOS LOS APOYOS FIJOS Y PROVISIONALES DEL PUENTE.
 9. MONTAJE Y ENSAMBLAJE EN OBRA DEL PRIMER TRAMO DE 150m DEL CAJÓN METÁLICO, EL CUAL SERÁ UBICACIÓN CONFORME LO DISPUESTO EN ESTE PLANO.
 10. ENCOFRADO, ARMADO Y FUNDICIÓN DEL TABLERO DE LA LOSA DEL PUENTE EN UNA LONGITUD DE 85.35m, INICIANDO DESDE EL APOYO AP1.
 11. MONTAJE E INSTALACIÓN DE LA TORRE DE ATRANTAMIENTO CON SUS COJINETES ACTIVOS Y PASIVOS, UBICADO EN LA POSICIÓN INDICADA EN EL DISEÑO, Y CON UNA TENSIÓN MÍNIMA DE LOS CABLES DE 750kN.
 12. UBICACIÓN DE LA PERCHA DE EMPUJE EN LOS RIELES DE RODAJE, E INSTALACIÓN DE LOS CABLES DE HALAR DESDE EL ESTRIBO E1 (ANCLAJE PASIVO) A LA ESTRUCTURA DEL LA PERCHA (ANCLAJE ACTIVO).
 13. EJECUCIÓN DEL PRIMER MÓDULO DE LANZAMIENTO EN UNA LONGITUD DE 26.95m, Y FABRICACIÓN DEL SIGUIENTE MÓDULO DE 26.95m.
 14. EJECUCIÓN DEL SEGUNDO LANZAMIENTO EN UNA LONGITUD DE 25.95m, FABRICACIÓN DEL TERCER MÓDULO DE 25.95m Y LANZADO DE ESTE.
 15. POSTERIOR AL TERCER LANZAMIENTO SE PODRÁ REALIZAR LANZADOS DE TABLERO CON LUCES DE 51.90m, 52.15m, 78.00m, Y 25.825.
 16. CUANDO EL PICO DE LANZADO SE APROXIMA A CADA UNO DE LOS APOYOS FIJOS DEL PUENTE SE DEBERÁ APLICAR UNA TENSIÓN A CADA CABLE DE 1350kN, PARA QUE ESTE ALCANCE LA COTA DE MONTAJE A LOS APOYOS.
 17. SE DEBERÁ UBICAR PUNTOS FIJOS DE TOPOGRAFÍA PARA CONTROLAR EL EJE DEL PROYECTO DEL PUENTE Y OPERARIOS QUE REALICEN LAS MANIOBRAS DE RETIRO Y COLOCACIÓN DE LOS TEFLONES QUE SALEN DEL APOYO TABLERO, PRODUCTO DEL EMPUJE REALIZADO A ESTE.

ESPECIFICACIONES GENERALES

1. NORMAS DE DISEÑO: AP-11, EHE-06, EAE.
2. HORMIGÓN:
 - a. - EN SUPERESTRUCTURA HA-35/B/20/II/a (Fck=35MPa)
 - b. - EN INFRAESTRUCTURA HA-35/B/20/II/a (Fck=35MPa)
 - c. - EN INFRAESTRUCTURA HM-25/B/20/II/a (Fck=25MPa)
 - d. - HORMIGÓN DE REGULARIZACIÓN HM-10/B/20/II/a (Fck=10MPa).
3. ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERFIL CAJÓN, CABEZAL Y PILOTES: S355J2 (fy=355N/mm² (≤40mm) o fy=335N/mm² (40<≤80mm)).
4. ACERO PATINABLE ESTRUCTURAL PARA PERFIL MISCELÁNEOS (BARANDAS, MISCELÁNEOS): S235K2-N (fy=235N/mm² (≤40mm)).
5. DEBERÁ COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO S355J2, MEDIANTE ENSAYOS O CERTIFICADOS DE IMPORTACIÓN.
6. ACERO DE REFUERZO EN BARRAS: SERÁ CORRUGADO DE DUREZA NATURAL B500SD, fsk=500N/mm².
7. RECUBRIMIENTO DEL REFUERZO:
 - SUPERESTRUCTURA = 30mm SUPERIOR E INFERIOR.
 - SUBESTRUCTURA = 50mm CIMENTOS.
8. EMPALMES DEL ACERO DE REFUERZO: SERÁN DE 48 DIÁMETROS A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS.
9. LOS PILOTES TENDRÁN UN DIÁMETRO DE ACABADO DE 1600mm CON CHAPA e=35mm, LOS RELLENADOS CON HORMIGÓN EN MASA EN TODA SU LONGITUD, DEBIÉNDOSE UTILIZAR LODO BENTONITA PARA REALIZAR ESTE RELLENO.
10. EL NIVEL DE CABEZA DEL PILOTE DEBERÁ ESTAR 100mm SOBRE EL NIVEL INFERIOR DE LOS CABEZALES.
11. DIMENSIONES: SON EN METROS A MENOS QUE SE INDIQUE DE OTRA MANERA EN LOS PLANOS.
12. CHAPLANES: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS TENDRÁN UN CHAPLAN DE 20mm.
13. CAPA DE RODADURA: ASFALTO AP3 (e=50mm).
14. PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO: 2 %.
15. SOLDADURA: ELECTRODO E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO.
16. NORMAS PARA SOLDADURA: AWS.
17. SE PINTARÁ EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINO EN CAMPO.
18. SE PINTARÁ LA JUNTA DE DILATACIÓN EN LAS ACERAS QUE NO ESTÉN EN CONTACTO CON EL HORMIGÓN.

1	07-03-2018	EMISION INICIAL		EOM	
Nº	FECHA	DESCRIPCION		ELAB.	
REVISIONES					
		UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CATALUÑA (UPC) Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona			
		PROYECTO: CONSTRUCCION DEL PUENTE DAULE - GUAYAQUIL, INCLUYE ACCESOS Y PASOS ELEVADOS EN AV. LEON FEBRES CORDERO Y EN AV. NARCISA DE JESUS MARTILLO MORAN		PLANO Nº: EST-EQM-009	
		CONTIENE: PARQUE DE LANZADO Y FABRICACIÓN SECUENCIA DE LANZADO 5 A 9 (PUENTE DAULE-GUAYAQUIL)		ESCALA: LAS INDICADAS	
		DISEÑO: ALUMNO ELIESER QUISPE MEZA		FECHA: MARZO 2018	
		DIRECTOR DE PROYECTO TESIS DR. ING. ANGEL APARICIO		DIBUJO: EQM	

[illegible]